

**Reglamento CIRSOC 801**  
**Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda**  
**Secretaría de Planificación Territorial y**  
**Coordinación de Obra Pública**

**INTI**

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



**CIRSOC**

Centro de Investigación de los  
Reglamentos Nacionales de  
Seguridad para las Obras Cíviles



***COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS***

***Proyecto General y  
Análisis Estructural***

**Julio 2019**



***COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS***

***Proyecto General y  
Análisis Estructural***

***EDICIÓN JULIO 2019***



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio  
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina  
TELEFAX. (54 11) 4779-3180 / 4779-3183 / 3184**

**E-mail: [cirsoc@inti.gob.ar](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)  
[cirsoc@fm.gob.ar](mailto:cirsoc@fm.gob.ar)**

**INTERNET: [www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/cirsoc)**

*Primer Director Técnico (✚ 1980):* **Ing. Luis María Machado**

*Directora Técnica:* **Inga. Marta S. Parmigiani**

*Coordinadora Área Acciones:* **Inga. Alicia M. Aragno**

*Área Estructuras de Hormigón:* **Ing. Daniel A. Ortega**

*Área Estructuras Sismorresistentes:* **Ing. Daniel Yañez García**

*Área Administración, Finanzas y Promoción:* **Lic. Mónica B. Krotz**

*Área Diseño, Edición y Venta de Publicaciones:* **Sr. Néstor D. Corti**

**© 2019**

**Editado por INTI**

**INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL**

**Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.**

**Printed in Argentina.**

## **ORGANISMOS PROMOTORES**

Secretaría de Planificación Territorial y Coordinación de Obra Públicas de la Nación  
Secretaría de Vivienda de la Nación  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Instituto Nacional de Prevención Sísmica  
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén  
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires  
Dirección Nacional de Vialidad  
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires  
Consejo Vial Federal  
Cámara Argentina de la Construcción  
Consejo Profesional de Ingeniería Civil  
Asociación de Fabricantes de Cemento Portland  
Instituto Argentino de Normalización  
Techint  
Acindar – Grupo Arcelor Mittal

## **MIEMBROS ADHERENTES**

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón  
Asociación Argentina de Hormigón Estructural  
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado  
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón  
Asociación de Ingenieros Estructurales  
Cámara Industrial de Cerámica Roja  
Centro Argentino de Ingenieros  
Instituto Argentino de Siderurgia  
Transportadora Gas del Sur  
Quasdam Ingeniería  
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica  
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires  
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines  
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil  
Federación Argentina de la Ingeniería Civil  
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta



## ***Reconocimiento Especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por habernos permitido adoptar de base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2012 del documento **AASHTO LRFD Bridge Design Specification**.*





**ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DE  
LOS**

**COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS**

**CIRSOC 801**

***Proyecto General y  
Análisis Estructural***

***Ing. Francisco Bissio  
Ing. Victorio Hernández Balat  
Ing. Daniel A. Ortega  
Ing. Gustavo Soprano***



***El Equipo Redactor contó con la colaboración de los siguientes profesionales:***

Ing. Victor Fariña	DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD
Ing. Susana Faustinelli Ing. Guillermo Ferrando Ing. José Giunta Ing. Hugo Echegaray	CONSEJO VIAL FEDERAL
Ing. Diego Cernuschi	DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Ing. Máximo Fioravanti	ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA
Ing. Gabriel Troglia	COORDINADOR COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC
Ing. Juan José Goldemberg	SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA - SAIG
Ing. Javier Fazio Ing. Tomás del Carril Ing. Rogelio Percivatti Franco Ing. Martín Polimeni	ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES - AIE
Ing. Roberto Cudmani Ing. Juan Carlos Reimundín	COORDINADORES DEL REGLAMENTO CIRSOC 102-2005
Ing. Alicia Aragno	COORDINADORA ÁREA ACCIONES INTI-CIRSOC

### ***Agradecimiento especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al Ing. Aníbal Barbero su colaboración en la redacción del Capítulo 2, al Ing. Gabriel Troglia por su colaboración en la redacción del Capítulo 3, al Ing. Luciano Sprio Ceres por su colaboración en el desarrollo de las comparaciones que se emplearon para redactar el Capítulo 3 y al Ing. Diego Cernuschi y al Arq. Gustavo Bandel por sus valiosos aportes y colaboración en el desarrollo del Capítulo 13.*



# INDICE

## COMENTARIOS CIRSOC 801 – 2019

### CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

C 1.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
C 1.2. DEFINICIONES	1
C 1.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO	1
C 1.3.1. Requisitos generales	1
C 1.3.2. Estados límite	1
C 1.3.2.1. Requisitos generales	1
C 1.3.2.2. Estado límite de servicio	2
C 1.3.2.3. Estado límite de fatiga y fractura	2
C 1.3.2.4. Estado límite de resistencia	2
C 1.3.2.5. Estados límite correspondientes a eventos extremos	3
C 1.3.3. Ductilidad	3
C 1.3.4. Redundancia	4
C 1.3.5. Importancia operativa	4

### CAPÍTULO 2. PROYECTO GENERAL Y CARACTERÍSTICAS DE UBICACIÓN

C 2.1. ALCANCE	7
C 2.2. DEFINICIONES	7
C 2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN	7
C 2.3.1. Ubicación del trazado	7
C 2.3.1.1. Generalidades	7
C 2.3.1.2. Cruces de cursos de agua y de planicies de inundación	7
C 2.3.2. Medidas referidas al lugar de emplazamiento del puente	7
C 2.3.2.1. Generalidades	7
C 2.3.2.2. Seguridad del tránsito	8
C 2.3.2.2.1. Protección de las estructuras	8
C 2.3.2.2.2. Protección de los usuarios	8
C 2.3.2.2.3. Estándares geométricos	8
C 2.3.2.2.4. Superficies de rodamiento	8
C 2.3.2.2.5. Colisión de embarcaciones	8
C 2.3.3. Gálíbos	8
C 2.3.3.1. Gálíbos para la navegación	8
C 2.3.3.2. Gálíbos verticales en carreteras	9
C 2.3.3.3. Gálíbos horizontales en carreteras	9
C 2.3.3.4. Cruces sobre vías férreas	9

C 2.3.4. Medio ambiente	10
C 2.4. INVESTIGACIÓN DE LAS FUNDACIONES	10
C 2.4.1. Generalidades	10
C 2.4.2. Estudios topográficos	10
C 2.5. OBJETIVOS DEL PROYECTO	10
C 2.5.1. Seguridad	10
C 2.5.2. Serviciabilidad	10
C 2.5.2.1. Durabilidad	10
C 2.5.2.1.1. Materiales	10
C 2.5.2.1.2. Medidas de autoprotección	11
C 2.5.2.2. Inspeccionabilidad	11
C 2.5.2.3. Mantenimiento	11
C 2.5.2.4. Transitabilidad	11
C 2.5.2.5. Servicios	11
C 2.5.2.6. Deformaciones	11
C 2.5.2.6.1. Generalidades	11
C 2.5.2.6.2. Criterios para flechas	12
C 2.5.2.6.3. Criterios opcionales para relaciones luz-altura de la sección	13
C 2.5.2.7. Consideraciones de futuros ensanches	13
C 2.5.2.7.1. Vigas exteriores en puentes de vigas múltiples	13
C 2.5.2.7.2. Subestructura	13
C 2.5.3. Constructibilidad	13
C 2.5.4. Economía	14
C 2.5.4.1. Generalidades	14
C 2.5.4.2. Proyectos alternativos	14
C 2.5.5. Estética del puente	14
C 2.6. HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA	16
C 2.6.1. Generalidades	16
C 2.6.2. Datos del sitio de emplazamiento	17
C 2.6.3. Estudio hidrológico	17
C 2.6.4. Estudio hidráulico	17
C 2.6.4.1. Generalidades	17
C 2.6.4.2. Estabilidad de la corriente	17
C 2.6.4.3. Puentes sobre cursos de agua	17
C 2.6.4.4. Fundaciones de puentes	18
C 2.6.4.4.1. Generalidades	18
C 2.6.4.4.2. Socavación de puentes	19
C 2.6.4.5. Accesos carreteros al puente	20
C 2.6.5. Ubicación de las alcantarillas, longitud y área de escurrimiento	21
C 2.6.6. Desagüe de la carretera	21
C 2.6.6.1. Generalidades	21
C 2.6.6.2. Tormenta de diseño	21
C 2.6.6.3. Tipo, tamaño y número de sumideros	22
C 2.6.6.4. Descarga de los sumideros del tablero	22
C 2.6.6.5. Desagüe de las estructuras	22
C 2.7. SEGURIDAD DEL PUENTE	22

C 2.7.1. Generalidades	22
C 2.7.2. Exigencias de diseño	23

### **CAPÍTULO 3. CARGAS Y FACTORES DE CARGA**

C 3.1. ALCANCE	25
C 3.2. DEFINICIONES	25
C 3.3. SIMBOLOGÍA	25
C 3.3.1. Simbología general	25
C 3.3.2. Cargas y denominación de las cargas	25
C 3.4. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS	25
C 3.4.1. Factores de carga y combinaciones de cargas	25
C 3.4.2. Factores de carga para cargas constructivas	30
C 3.4.2.1. Evaluación en el estado límite de resistencia	30
C 3.4.2.2. Evaluación de la flecha en el estado límite de servicio	30
C 3.4.3. Factores de carga para las fuerzas de gateado y postesado	30
C 3.4.3.1. Fuerzas de gateado	30
C 3.4.3.2. Fuerza para las zonas de anclaje de postesado	30
C 3.4.4. Factores de carga para tableros ortótropos	30
C 3.5. CARGAS PERMANENTES	30
C 3.5.1. Cargas permanentes: <i>DC</i> , <i>DW</i> y <i>EV</i>	30
C 3.5.2. Cargas de suelo: <i>EH</i> , <i>ES</i> y <i>DD</i>	30
C 3.6. SOBRECARGAS	31
C 3.6.1. Sobrecargas gravitatorias: <i>LL</i> y <i>PL</i>	31
C 3.6.1.1. Sobrecarga vehicular	31
C 3.6.1.1.1. Número de carriles de diseño	31
C 3.6.1.1.2. Presencia de múltiples sobrecargas	31
C 3.6.1.2. Sobrecarga vehicular de diseño	32
C 3.6.1.2.1. Requisitos generales	32
C 3.6.1.2.2. Camión de diseño	35
C 3.6.1.2.3. Tándem de diseño	35
C 3.6.1.2.4. Carga de carril de diseño	35
C 3.6.1.2.5. Área de contacto de los neumáticos	36
C 3.6.1.2.6. Distribución de las cargas de rueda a través de rellenos de suelo	36
C 3.6.1.3. Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño	36
C 3.6.1.3.1. Requisitos generales	36
C 3.6.1.3.2. Carga para la evaluación opcional de la flecha por sobrecarga	37
C 3.6.1.3.3. Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros y losas superiores de alcantarillas cajón	38
C 3.6.1.3.4. Carga para el voladizo lateral del tablero	38
C 3.6.1.4. Carga de fatiga	38
C 3.6.1.4.1. Magnitud y configuración	38
C 3.6.1.4.2. Frecuencia	38

C 3.6.1.4.3. Distribución de cargas para fatiga	39
C 3.6.1.4.3a. Métodos refinados	39
C 3.6.1.4.3b. Métodos aproximados	39
C 3.6.1.5. Cargas de tránsito ferroviario	39
C 3.6.1.6. Cargas peatonales	40
C 3.6.1.7. Cargas sobre barandas	40
C 3.6.2. Incremento por carga dinámica: <i>IM</i>	40
C 3.6.2.1. Requisitos generales	40
C 3.6.2.2. Componentes enterrados	41
C 3.6.2.3. Componentes de madera	41
C 3.6.3. Fuerzas centrífugas: <i>CE</i>	41
C 3.6.4. Fuerza de frenado: <i>BR</i>	43
C 3.6.5. Fuerza de colisión de un vehículo: <i>CT</i>	45
C 3.6.5.1. Protección de las estructuras	45
C 3.6.5.2. Colisión de vehículos contra las barreras	46
 C 3.7. CARGAS HIDRÁULICAS: <i>WA</i>	 46
C 3.7.1. Presión hidrostática	47
C 3.7.2. Flotación	47
C 3.7.3. Acciones producidas por una corriente de agua	47
C 3.7.3.1. En sentido longitudinal	47
C 3.7.3.2. En sentido transversal	48
C 3.7.4. Acciones producidas por el oleaje	48
C 3.7.5. Cambios en las condiciones de fundación debidos al estado límite de socavación	48
 C 3.8. CARGA DE VIENTO: <i>WL</i> y <i>WS</i>	 48
C 3.8.1. Presión horizontal del viento	48
C 3.8.1.1. Requisitos generales	48
C 3.8.1.2. Presión del viento sobre las estructuras: <i>WS</i>	49
C 3.8.1.2.1. Requisitos generales	49
C 3.8.1.2.2. Cargas de las superestructuras	50
C 3.8.1.2.3. Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura	50
C 3.8.1.3. Presión del viento sobre los vehículos: <i>WL</i>	50
C 3.8.2. Presión vertical del viento	50
C 3.8.3. Inestabilidad aeroelástica	50
C 3.8.3.1. Requisitos generales	50
C 3.8.3.2. Fenómenos aeroelásticos	51
C 3.8.3.3. Control de respuestas dinámicas	52
C 3.8.3.4. Ensayos en túnel de viento	52
 C 3.9. CARGAS DE HIELO: <i>IC</i>	 52
C 3.9.1. Requisitos generales	52
C 3.9.2. Fuerzas de hielo dinámicas sobre las pilas	53
C 3.9.2.1. Resistencia efectiva del hielo	53
C 3.9.2.2. Aplastamiento y flexión	54
C 3.9.2.3. Cursos pequeños de agua	56
C 3.9.2.4. Combinación de fuerzas longitudinales y transversales	57
C 3.9.2.4.1. Pilas paralelas al flujo	57
C 3.9.2.4.2. Pilas oblicuas respecto del flujo	57
C 3.9.2.5. Pilas esbeltas y flexibles	57



C 3.9.3. Cargas de hielo estáticas sobre pilas de puente	58
C 3.9.4. Diques colgantes de hielo y atasco por hielo	58
C 3.9.5. Fuerzas verticales debidas a la adherencia de hielo	58
C 3.9.6. Acumulación de hielo y cargas de nieve en las superestructuras	59
C 3.10. EFECTOS SÍSMICOS: <i>EQ</i>	60
C 3.11. EMPUJE DEL SUELO: <i>EH, ES, LS y DD</i>	60
C 3.11.1. Requisitos generales	60
C 3.11.2. Compactación	62
C 3.11.3. Presencia de agua	62
C 3.11.4. Efecto sísmico	62
C 3.11.5. Empuje del suelo: <i>EH</i>	63
C 3.11.5.1. Empuje lateral del suelo	63
C 3.11.5.2. Coeficiente de empuje lateral en reposo, $k_o$	63
C 3.11.5.3. Coeficiente de empuje lateral activo, $k_a$	64
C 3.11.5.4. Coeficiente de empuje lateral pasivo, $k_p$	65
C 3.11.5.5. Método del fluido equivalente para estimar empujes laterales de Rankine	65
C 3.11.5.6. Empujes laterales del suelo para muros tipo pantalla	66
C 3.11.5.7. Empujes aparentes del suelo para muros anclados	66
C 3.11.5.7.1. Suelos no cohesivos	67
C 3.11.5.7.2. Suelos cohesivos	67
C 3.11.5.7.2a. Suelos rígidos a duros	67
C 3.11.5.7.2b. Suelos blandos a medianamente rígidos	67
C 3.11.5.8. Empujes laterales del suelo para muros de tierra estabilizada mecánicamente	67
C 3.11.5.8.1. Requisitos generales	67
C 3.11.5.8.2. Estabilidad interna	67
C 3.11.5.9. Empujes laterales del suelo para muros modulares prefabricados	68
C 3.11.5.10. Empujes laterales del suelo para barreras de sonido apoyadas en elementos embebidos verticales discretos y continuos	68
C 3.11.6. Sobrecargas: <i>ES y LS</i>	69
C 3.11.6.1. Sobrecarga uniforme ( <i>ES</i> )	69
C 3.11.6.2. Cargas puntuales, lineales y de faja ( <i>ES</i> ) – Muros restringidos contra el movimiento	69
C 3.11.6.3. Cargas de faja ( <i>ES</i> ) – Muros flexibles	69
C 3.11.6.4. Sobrecarga viva ( <i>LS</i> )	70
C 3.11.6.5. Reducción de la sobrecarga	70
C 3.11.7. Reducción debida al empuje del suelo	70
C 3.11.8. Fricción negativa	71
C 3.12. EFECTOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS: <i>TU, TG, SH, CR, SE, PS</i>	73
C 3.12.1. Requisitos generales	73
C 3.12.2. Temperatura uniforme	73
C 3.12.2.1. Rango de temperatura para el Procedimiento <b>A</b>	73
C 3.12.2.2. Rango de temperatura para el Procedimiento <b>B</b>	73
C 3.12.2.3. Movimientos térmicos de diseño	73
C 3.12.3. Gradiente de temperatura	73
C 3.12.4. Contracción diferencial	74
C 3.12.5. Fluencia lenta	74

C 3.12.6. Asentamiento	74
C 3.12.7. Fuerzas secundarias generadas por el postesado, <i>PS</i>	74
C 3.13. FUERZAS FRICCIONALES: <i>FR</i>	74
C 3.14. COLISIÓN DE EMBARCACIONES: <i>CV</i>	74
C 3.14.1. Requisitos generales	74
C 3.14.2. Responsabilidad del propietario	76
C 3.14.3. Clasificación operativa del puente	76
C 3.14.4. Embarcación de diseño	76
C 3.14.5. Frecuencia anual de colapso	77
C 3.14.5.1. Distribución de frecuencia de las embarcaciones	78
C 3.14.5.2. Probabilidad de desviación	79
C 3.14.5.2.1. Requisitos generales	79
C 3.14.5.2.2. Método estadístico	79
C 3.14.5.2.3. Método aproximado	79
C 3.14.5.3. Probabilidad geométrica	80
C 3.14.5.4. Probabilidad de colapso	81
C 3.14.5.5. Factor de protección	81
C 3.14.6. Velocidad de colisión de diseño	82
C 3.14.7. Energía de colisión de una embarcación	83
C 3.14.8. Fuerza de colisión de una embarcación en una pila	83
C 3.14.9. Longitud de avería de proa	85
C 3.14.10. Fuerza de colisión de una embarcación en la superestructura	85
C 3.14.10.1. Colisión de la proa	86
C 3.14.10.2. Colisión de la caseta de cubierta	86
C 3.14.10.3. Colisión del mástil	86
C 3.14.11. Fuerza de colisión de una barcaza en una pila	86
C 3.14.12. Longitud de daño de proa de una barcaza	88
C 3.14.13. Daño en el estado límite correspondiente a evento extremo	88
C 3.14.14. Aplicación de las fuerzas de impacto	88
C 3.14.14.1. Diseño de la subestructura	88
C 3.14.14.2. Diseño de la superestructura	89
C 3.14.15. Protección de las subestructuras	89
C 3.14.16. Consideraciones de seguridad	90
C 3.15. CARGAS EXPLOSIVAS: <i>BL</i>	90
C 3.15.1. Introducción	90

## **CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL**

C 4.1. ALCANCE	93
C 4.2. DEFINICIONES	94
C 4.3. SIMBOLOGÍA	94
C 4.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES	94
C 4.5. MODELOS MATEMÁTICOS	94

C 4.5.1. Requisitos generales	94
C 4.5.2. Comportamiento de los materiales estructurales	95
C 4.5.2.1. Comportamiento elástico vs. Comportamiento inelástico	95
C 4.5.2.2. Comportamiento elástico	95
C 4.5.2.3. Comportamiento inelástico	95
C 4.5.3. Geometría	95
C 4.5.3.1. Teoría de las pequeñas deformaciones	95
C 4.5.3.2. Teoría de las grandes deformaciones	96
C 4.5.3.2.1. Requisitos generales	96
C 4.5.3.2.2. Métodos aproximados	96
C 4.5.3.2.2a. Requisitos generales	96
C 4.5.3.2.2b. Amplificación de momentos – Viga-Columnas	97
C 4.5.3.2.2c. Amplificación de momentos – Arcos	97
C 4.5.3.2.3. Métodos refinados	97
C 4.5.4. Condiciones de borde de los modelos	97
C 4.5.5. Elementos equivalentes	97
 C 4.6. ANÁLISIS ESTÁTICO	 97
C 4.6.1. Influencia de la geometría en planta	98
C 4.6.1.1. Relación de aspecto en planta	98
C 4.6.1.2. Estructuras de planta curva	98
C 4.6.1.2.1. Requisitos generales	98
C 4.6.1.2.2. Superestructuras de una sola viga rígida a la torsión	98
C 4.6.1.2.3. Puentes vigas tipo cajón de hormigón	98
C 4.6.1.2.4. Superestructuras de múltiples vigas de acero	99
C 4.6.1.2.4a. Requisitos generales	99
C 4.6.1.2.4b. Vigas I	99
C 4.6.1.2.4c. Vigas tipo cajón cerrado y tipo omega invertida	101
C 4.6.2. Métodos aproximados de análisis	101
C 4.6.2.1. Tableros	101
C 4.6.2.1.1. Requisitos generales	101
C 4.6.2.1.2. Aplicabilidad	101
C 4.6.2.1.3. Ancho de las fajas equivalentes interiores	101
C 4.6.2.1.4. Ancho de las fajas equivalentes en los bordes de las losas	102
C 4.6.2.1.4a. Requisitos generales	102
C 4.6.2.1.4b. Bordes longitudinales	102
C 4.6.2.1.4c. Bordes transversales	102
C 4.6.2.1.5. Distribución de las cargas de rueda	102
C 4.6.2.1.6. Cálculo de solicitaciones	102
C 4.6.2.1.7. Acción de pórtico de la sección transversal	102
C 4.6.2.1.8. Solicitaciones debidas a la sobrecarga para emparrillados con vanos total o parcialmente llenos y para tableros emparrillados con vanos no llenos compuestos con losas de hormigón armado	103
C 4.6.2.1.9. Análisis inelástico	103
C 4.6.2.2. Puentes Viga-Losa	104
C 4.6.2.2.1. Aplicación	104
C 4.6.2.2.2. Método de los factores de distribución para momento y corte	107
C 4.6.2.2.2a. Vigas interiores con tableros de madera	107
C 4.6.2.2.2b. Vigas interiores con tableros de hormigón	107
C 4.6.2.2.2c. Vigas interiores con tableros de acero corrugado	108
C 4.6.2.2.2d. Vigas exteriores	108
C 4.6.2.2.2e. Puentes oblicuos	108

C 4.6.2.2.2f. Momentos flectores y corte en vigas transversales de tablero	108
C 4.6.2.2.3. Método de los factores de distribución para corte	108
C 4.6.2.2.3a. Vigas interiores	108
C 4.6.2.2.3b. Vigas exteriores	109
C 4.6.2.2.3c. Puentes oblicuos	109
C 4.6.2.2.4. Puentes curvos de acero	109
C 4.6.2.2.5. Cargas especiales actuando junto con otro tipo de tránsito	109
C 4.6.2.3. Anchos de faja equivalentes para puentes tipo losa	110
C 4.6.2.4. Puentes reticulados y en arco	110
C 4.6.2.5. Factor de longitud efectiva, $K$	110
C 4.6.2.6. Ancho efectivo del ala	115
C 4.6.2.6.1. Requisitos generales	115
C 4.6.2.6.2. Vigas cajón construidas por dovelas de hormigón y vigas cajón de una sola célula hormigonadas in situ	116
C 4.6.2.6.3. Superestructuras de múltiples células hormigonadas in situ	116
C 4.6.2.6.4. Tableros ortótropos de acero	116
C 4.6.2.6.5. Vigas transversales de tablero y vigas cabezales integrales	117
C 4.6.2.7. Distribución de la carga de viento lateral en puentes multiviga	117
C 4.6.2.7.1. Secciones I	117
C 4.6.2.7.2. Secciones tipo cajón	119
C 4.6.2.7.3. Construcción	119
C 4.6.2.8. Distribución de las cargas sísmicas laterales	119
C 4.6.2.9. Análisis de puentes construidos por dovelas de hormigón	119
C 4.6.2.9.1. Requisitos generales	119
C 4.6.2.9.2. Modelos de bielas y tirantes	119
C 4.6.2.9.3. Ancho efectivo del ala	119
C 4.6.2.9.4. Análisis transversal	119
C 4.6.2.9.5. Análisis longitudinal	119
C 4.6.2.9.5a. Requisitos generales	119
C 4.6.2.9.5b. Análisis del montaje	119
C 4.6.2.9.5c. Análisis del sistema estructural definitivo	120
C 4.6.2.10. Anchos de faja equivalente para alcantarillas tipo cajón	120
C 4.6.2.10.1. Requisitos generales	120
C 4.6.2.10.2. Caso 1: Recorrido del tránsito en dirección paralela al tramo	120
C 4.6.2.10.3. Caso 2: Recorrido del tránsito en dirección perpendicular al tramo	120
C 4.6.2.10.4. Alcantarillas tipo cajón prefabricadas	120
C 4.6.3. Métodos de análisis refinados	121
C 4.6.3.1. Requisitos generales	121
C 4.6.3.2. Tableros	121
C 4.6.3.2.1. Requisitos generales	121
C 4.6.3.2.2. Modelo de placa isótropa	122
C 4.6.3.2.3. Modelo de placa ortótropa	122
C 4.6.3.2.4. Modelo refinado de tablero ortótropo	122
C 4.6.3.3. Puentes de Viga–Losa	122
C 4.6.3.3.1. Requisitos generales	122
C 4.6.3.3.2. Puentes curvos de acero	123
C 4.6.3.4. Puentes celulares y tipo cajón	124
C 4.6.3.5. Puentes reticulados	124
C 4.6.3.6. Puentes en arco	124
C 4.6.3.7. Puentes atirantados	124
C 4.6.3.8. Puentes colgantes	124
C 4.6.4. Redistribución de momentos negativos en puentes de vigas continuas	125
C 4.6.4.1. Requisitos generales	125
C 4.6.4.2. Método refinado	125

C 4.6.4.3. Procedimiento aproximado	125
C 4.6.5. Estabilidad	125
C 4.6.6. Análisis para gradiente de temperatura	125
<b>C 4.7. ANÁLISIS DINÁMICO</b>	<b>127</b>
C 4.7.1. Requisitos básicos de la dinámica estructural	127
C 4.7.1.1. Requisitos generales	127
C 4.7.1.2. Distribución de masas	127
C 4.7.1.3. Rigidez	128
C 4.7.1.4. Amortiguamiento	128
C 4.7.1.5. Frecuencias naturales	128
C 4.7.2. Respuestas dinámicas elásticas	128
C 4.7.2.1. Vibración inducida por los vehículos	128
C 4.7.2.2. Vibración inducida por el viento	128
C 4.7.2.2.1. Velocidades del viento	128
C 4.7.2.2.2. Efectos dinámicos	129
C 4.7.2.2.3. Consideraciones de diseño	129
C 4.7.3. Respuestas dinámicas inelásticas	129
C 4.7.3.1. Requisitos generales	129
C 4.7.3.2. Rótulas plásticas y líneas de rotura	129
C 4.7.4. Análisis para cargas sísmicas	129
C 4.7.5. Análisis para cargas de colisión	129
C 4.7.6. Análisis de los efectos explosivos	129
<b>C 4.8. ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS</b>	<b>129</b>
C 4.8.1. Ensayo de modelos a escala	129
C 4.8.2. Ensayo de puentes existentes	129
COMENTARIOS DEL APÉNDICE A4. TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO	129

## **BIBLIOGRAFÍA**



# COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1.

## INTRODUCCIÓN

### C 1.1. CAMPO DE VALIDEZ

En este Reglamento con frecuencia se utiliza el término "teórico" para indicar una idealización de un fenómeno físico, como por ejemplo "carga teórica" o "resistencia teórica". El uso de este término enfatiza la diferencia entre la "idea" o percepción que tiene un Ingeniero sobre el mundo físico dentro del contexto del diseño que está realizando y la realidad física en sí misma.

Los términos "debe" o "deberá" denotan requisitos para satisfacer este Reglamento.

El término "puede" indica un criterio que es utilizable, pero que también es posible utilizar otros criterios locales, adecuadamente documentados, verificados y aprobados, de manera consistente con el enfoque del "Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia - LRFD" ("Load and Resistance Factor Design") para el diseño de puentes.

### C 1.2. DEFINICIONES (Este Artículo no tiene comentario)

### C 1.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO

#### C 1.3.1. Requisitos generales

Los estados límite especificados en este Reglamento tienen por objeto proporcionar un puente construible, útil y capaz de resistir de forma segura las cargas de diseño para una vida de servicio especificada.

En muchos casos, la resistencia de los elementos y conexiones se determina en base a su comportamiento inelástico, aún cuando las solicitaciones se determinan mediante análisis elásticos. Esta falta de consistencia es habitual en la mayoría de las especificaciones para puentes actuales, y se debe a un conocimiento incompleto del comportamiento estructural en el rango inelástico.

#### C 1.3.2. Estados límite

##### C 1.3.2.1. Requisitos generales

La Ecuación 1.3.2.1-1 constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Por defecto, para todos los estados límite que no sean de resistencia, se considera un factor de resistencia  $\phi = 1,0$  lo cual puede ser modificado por lo dispuesto en otros capítulos.

La ductilidad, la redundancia y la importancia operativa están consideradas en el factor modificador de carga  $\eta$ . Mientras que las dos primeras se relacionan directamente con la

resistencia física, la última tiene que ver con las consecuencias que implicaría que el puente quede fuera de servicio. Por lo tanto, la agrupación de estos tres aspectos del lado correspondiente a las cargas de la Ecuación 1.3.2.1-1, es arbitraria. Sin embargo, constituye un primer esfuerzo hacia su codificación. En ausencia de información más precisa, cada efecto, a excepción de la fatiga y la fractura, se estima como  **$\pm 5$  por ciento** y se acumulan geoméricamente, lo cual claramente constituye un enfoque subjetivo. Con el tiempo se pueden lograr mejoras en la cuantificación de la ductilidad, la redundancia e importancia operativa, y su interacción con la fiabilidad del sistema que posiblemente lleven a un reordenamiento de la Ecuación 1.3.2.1-1, en el que estos efectos pueden aparecer en cualquiera de los lados de la ecuación o incluso en ambos lados.

La influencia de  $\eta$  sobre el índice de fiabilidad de la viga,  $\beta$ , se puede estimar observando su efecto sobre los valores mínimos de  $\beta$  calculados en una base de datos de puentes viga. Las estructuras celulares y fundaciones no formaron parte de la base de datos, sólo se consideró la fiabilidad de elementos individuales. Para los fines del análisis, los datos de puentes viga utilizados para calibrar estas especificaciones se modificaron multiplicando las cargas mayoradas totales por  $\eta = 0,95, 1,00, 1,05$ , y  $1,10$ . Se determinó que los valores mínimos resultantes de  $\beta$ , para **95** combinaciones de longitud, separación y tipo de construcción, fueron aproximadamente **3,0, 3,5, 3,8**, y **4,0**, respectivamente. En otras palabras, al utilizar un  $\eta > 1,0$  se obtiene un  $\beta$  mayor que **3,5**.

Se puede obtener una representación más aproximada del efecto de los valores de  $\eta$  considerando el porcentaje de datos normales aleatorios menores o iguales que el valor promedio más  $\lambda \cdot \sigma$ , donde  $\lambda$  es un multiplicador y  $\sigma$  es la desviación estándar de los datos. Si se toma  $\lambda = 3,0, 3,5, 3,8$ , y  $4,0$ , el porcentaje de valores menores o iguales al valor promedio más  $\lambda \cdot \sigma$  sería alrededor de **99,865 por ciento, 99,977 por ciento, 99,993 por ciento**, y **99,997 por ciento**, respectivamente.

El Estado Límite de Resistencia I en "AASHTO LRFD Design Specification" ha sido calibrado para alcanzar un **índice de fiabilidad** de **3,5** con una probabilidad correspondiente de excedencia de  **$2,0 \times 10^{-4}$**  durante los **75 años** de vida de diseño del puente. Esta fiabilidad a **75 años** es equivalente a una probabilidad de excedencia anual de  **$2,7 \times 10^{-6}$**  con un correspondiente índice de fiabilidad objetivo anual de **4,6**. Están en desarrollo similares esfuerzos de calibración para el Estado Límite de Servicio. Los períodos de retorno para eventos extremos a menudo se basan en la probabilidad anual de excedencia y se debe utilizar la cautela cuando se comparen los índices de fiabilidad de distintos estados límite.

Para puentes losa y alcantarillas se puede adoptar  $\eta_i = 0,95$ . Ello responde no sólo a que la ductilidad y redundancia de estos sistemas estructurales así lo permiten, sino también a que con ello se cumple más adecuadamente con los objetivos del análisis desarrollado por el Ing. Victorio Hernández Balat, et al., 2011.

#### **C 1.3.2.2. Estado límite de servicio**

El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden obtener exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

#### **C 1.3.2.3. Estado límite de fatiga y fractura**

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante la vida de diseño del puente.

#### **C 1.3.2.4. Estado límite de resistencia**



El estado límite de resistencia considera la estabilidad o la rotura de cada elemento estructural. Si la resistencia de cualquier elemento, incluyendo empalmes y conexiones, es superada, se da por sentado que la resistencia del puente ha sido excedida. En realidad, en casi todos los puentes cuya sección transversal está constituida por múltiples vigas existe una importante capacidad de reserva elástica más allá de dicho nivel de carga. La sobrecarga no puede ser posicionada, para maximizar las solicitaciones, en todos los puntos de la sección transversal de forma simultánea. Por lo tanto, la resistencia a flexión de la sección transversal del puente generalmente excede la resistencia requerida para la sobrecarga total que se puede aplicar en el número de carriles disponibles. Bajo el estado límite de resistencia puede presentarse grandes deformaciones y daño estructural, pero se prevé que se mantenga la integridad global de la estructura.

#### **C 1.3.2.5. Estados límite correspondientes a eventos extremos**

Se considera que los estados límite correspondientes a eventos extremos son sucesos únicos cuyo período de recurrencia puede ser significativamente mayor que la vida de diseño del puente.

#### **C 1.3.3. Ductilidad**

La respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil o dúctil. El comportamiento frágil es indeseable debido a que implica la súbita pérdida de la capacidad de carga inmediatamente después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra una pérdida significativa de la capacidad de carga. El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas. Bajo cargas sísmicas repetidas, se producen grandes ciclos alternados de deformación inelástica que disipan energía y tienen un efecto beneficioso para la supervivencia de la estructura.

Si, mediante confinamiento u otras medidas, un elemento o conexión estructural hecho de materiales frágiles puede soportar deformaciones inelásticas sin pérdida significativa de la capacidad de carga, a este elemento se lo puede considerar dúctil. Este comportamiento dúctil se debe verificar mediante ensayos.

A fin de lograr un comportamiento inelástico adecuado el sistema deberá tener un número suficiente de elementos dúctiles y además:

- Uniones y conexiones que también sean dúctiles y puedan proveer disipación de energía sin pérdida de capacidad, o
- Uniones y conexiones que posean suficiente resistencia en exceso como para asegurar que la respuesta inelástica ocurrirá en las ubicaciones diseñadas para proporcionar una respuesta dúctil, de absorción de energía.

Se deben evitar respuestas estáticamente dúctiles pero dinámicamente no dúctiles. Son ejemplos de este tipo de comportamiento las fallas por corte y adherencia en los elementos de hormigón y la pérdida de acción compuesta en los elementos solicitados a flexión.

La experiencia indica que los elementos típicos diseñados de acuerdo con estos requisitos generalmente exhiben una ductilidad adecuada. Se requiere una particular atención en el detalle de las uniones y conexiones, como así también de proveer caminos de cargas.

El Propietario puede especificar un factor de ductilidad mínimo como garantía de que se obtendrán modos de falla dúctiles. Este factor se puede definir como:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{C 1.3.3-1})$$

donde:

$\Delta_u$  deformación en rotura.

$\Delta_y$  deformación cuando se alcanza el límite elástico.

La ductilidad de los elementos o conexiones estructurales se puede establecer ya sea mediante ensayos a escala real, o suficientemente grande, o bien mediante modelos analíticos basados en el comportamiento documentado de los materiales. La ductilidad de un sistema estructural se puede determinar integrando las deformaciones locales sobre la totalidad del sistema estructural.

Los requisitos especiales aplicables a los dispositivos disipadores de energía se deben a las rigurosas demandas a las que están sometidos estos elementos.

#### **C 1.3.4. Redundancia**

Para cada combinación de cargas y estado límite considerado, la clasificación del elemento según su redundancia (redundante o no redundante) se deberá basar en la contribución del elemento a la seguridad del puente. Varias medidas de redundancia han sido propuestas (Frangopol and Nakib, 1991).

Los cajones de una sola célula y los pilares compuestos por una única columna pueden ser considerados, a discreción del Propietario, como no redundantes. En cajones de hormigón pretensado, se debe tener en cuenta el número de cables en cada alma. Para secciones transversales de acero y consideraciones críticas de fractura, ver el Capítulo 6.

El "Manual para la Evaluación de Puentes" ("Manual for Bridge Evaluation, 2008") define la redundancia de un puente como "la capacidad del sistema estructural de un puente para soportar cargas después del daño o el fallo de uno o más de sus miembros". En el Apéndice E del Manual Guía se proporcionan factores de sistema correspondientes a puentes cajón contruados mediante segmentos o dovelas postesados.

El sistema de fiabilidad incorpora a la redundancia, considerando el sistema de elementos y miembros interconectados. La rotura o fluencia de un elemento particular puede o no, significar el colapso o falla de toda la estructura o sistema (Nowak, 2000). Los índices de fiabilidad para los sistemas completos son un tema de investigación en curso y se prevé que incluyan la ductilidad, la redundancia, y la conexión entre miembros.

#### **C 1.3.5. Importancia operativa**

Esta clasificación debe ser realizada por personal responsable de la red afectada de transporte y conocedores de sus necesidades operativas. La definición de prioridad operativa puede diferir de un Propietario a otro y de una red a otra. Los lineamientos para la clasificación de puentes críticos o esenciales son los siguientes:

- Puentes que requieren estar abiertos a todo tipo de tránsito una vez inspeccionados después del evento de diseño y utilizables por vehículos de emergencia y de seguridad, defensa, economía, o razones de seguridad secundarias inmediatamente después del evento de diseño.

- Puentes que deberán, como mínimo, estar abiertos a los vehículos de emergencia y por motivos de seguridad, defensa o economía después del evento de diseño, y abierto a todo el tránsito dentro de unos días después de ese evento.

Los puentes, clasificados por sus Propietarios, pueden utilizar un valor de  $\eta < 1,0$  en base al tránsito medio diario de camiones – **ADTT** (sus siglas responden a: “Average Daily Truck Traffic” y es equivalente al **TMDAC** – Tránsito Medio Diario Anual de Camiones – utilizado por las Vialidades), longitud del tramo, longitud disponible de desvío, u otra razón para utilizar criterios menos estrictos.



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO 2.**

### **PROYECTO GENERAL Y CARACTERÍSTICAS DE UBICACIÓN**

#### **C 2.1. ALCANCE**

La intención de este Capítulo es proporcionar al Proyectista de información suficiente para determinar las dimensiones y configuración general de un puente.

#### **C 2.2. DEFINICIONES (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN**

##### **C 2.3.1. Ubicación del trazado**

##### **C 2.3.1.1. Generalidades (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 2.3.1.2. Cruces de cursos de agua y de planicies de inundación**

Los capítulos “Regulaciones federales” y “Planificación y ubicación” del texto “AASHTO Manual de modelo de desagüe” (“Federal Regulations and Planning and Location Chapter of the AASHTO Model Drainage Manual”) (ver comentario del Artículo 2.6.1) contienen lineamientos detallados sobre procedimientos para evaluar la ubicación de puentes y sus accesos en planicies de inundación. Es útil que en la toma de decisiones sobre la ubicación de un puente, participen ingenieros que conozcan las recomendaciones de esta publicación.

Generalmente resulta más seguro y eficiente desde el punto de vista de los costos, evitar problemas hidrológicos-hidráulicos a través de la elección de ubicaciones favorables para el cruce antes que intentar minimizar los problemas en etapas posteriores del proyecto, por medio de medidas de corrección o mantenimiento.

En lo posible, la experiencia acumulada en la construcción de otros puentes debe servir para la calibración o verificación de los modelos hidráulicos. La evaluación del comportamiento de puentes existentes durante el paso de crecidas ocurridas en el pasado, generalmente resulta útil para seleccionar el tipo, tamaño y ubicación de nuevos puentes.

##### **C 2.3.2. Medidas referidas al lugar de emplazamiento del puente**

##### **C 2.3.2.1. Generalidades**

Aunque la ubicación de un puente sobre un curso de agua es generalmente determinada considerando otros riesgos además de los propios de la colisión de embarcaciones, las siguientes preferencias se deben analizar cuando ello sea posible y práctico:

- En vías navegables, ubicar el puente lejos de curvas. La distancia de una curva al puente debe ser tal que las embarcaciones puedan alinearse antes de pasar bajo el puente, usualmente ocho veces la longitud de la embarcación. Esta distancia se debe incrementar cuando vientos y fuertes corrientes sean factibles en el lugar.
- Cruzar la vía navegable con ángulos lo más cercano a rectos y en forma simétrica con respecto a dicha vía.
- Adoptar una adecuada distancia hasta los lugares donde haya congestión en la navegación, embarcaderos u otros problemas de navegación.
- Localizar el puente donde el curso de agua sea poco profundo o angosto, y sus pilas puedan ubicarse fuera del alcance de las embarcaciones.

#### **C 2.3.2.2. Seguridad del tránsito**

##### **C 2.3.2.2.1. Protección de las estructuras**

La intención de proveer barreras estructuralmente independientes es impedir la transmisión de solicitaciones de la barrera a la estructura a proteger.

##### **C 2.3.2.2.2. Protección de los usuarios**

Las estructuras de protección incluyen aquellas que proveen una separación segura y controlada del tránsito sobre instalaciones multimodales que utilizan la misma servidumbre de paso.

Algunas condiciones especiales, tales como alineaciones curvas, visibilidad impedida, etc., pueden justificar barreras de protección, aún si las velocidades de diseño son bajas.

##### **C 2.3.2.2.3. Estándares geométricos (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 2.3.2.2.4. Superficies de rodamiento (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 2.3.2.2.5. Colisión de embarcaciones**

En algunos puentes se puede eliminar la necesidad de construir dolines o sistemas de defensa, ubicando criteriosamente las pilas del puente. Se pueden recabar lineamientos sobre el uso de dolines y sistemas de defensa en el capítulo “Análisis hidráulico para la ubicación y el diseño de puentes” (“Hydraulic Analysis for the Location and Design of Bridges”) de la publicación “AASHTO Lineamientos de desagüe en carreteras” (“AASHTO Highway Drainage Guidelines”); y en la publicación “AASHTO Guía de especificaciones y comentarios para el diseño de puentes de carretera frente a la colisión de embarcaciones” (“AASHTO Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges”).

#### **C 2.3.3. Gálidos**

##### **C 2.3.3.1. Gálidos para la navegación**

Cuando se requieren permisos para construir un puente, la coordinación inicial, con el organismo de gobierno responsable, se debe encarar cuanto antes a fin de evaluar las

necesidades de navegación y la correspondiente ubicación y requerimientos de proyecto para el puente.

#### **C 2.3.3.2. Gálíbos verticales en carreteras**

El gálibo mínimo especificado deberá incluir **0,15 m** para posibles capas futuras. Si el Propietario no contempla la futura colocación de nuevas capas, este requerimiento se puede anular.

Los soportes de letreros, los puentes peatonales y los elementos transversales superiores requieren mayor gálibo debido a su menor resistencia al impacto.

#### **C 2.3.3.3. Gálíbos horizontales en carreteras**

La intención de las distancias mínimas especificadas entre el borde de los carriles de circulación y un objeto fijo es impedir la colisión contra vehículos ligeramente errantes y aquellos que transportan cargas anchas.

#### **C 2.3.3.4. Cruces sobre vías férreas**

Los reglamentos, códigos y normas deberán, como mínimo, satisfacer las especificaciones y estándares de proyecto de la “Asociación norteamericana de ingeniería ferroviaria y mantenimiento de vías” (“American Railway Engineering and Maintenance of Way Association – AREMA”), la “Asociación norteamericana de ferrocarriles” (“Association of American Railroads”), y “AASHTO”, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación desarrolle un documento al respecto.

En particular, se debe prestar atención a los siguientes capítulos de la publicación “Manual de ingeniería ferroviaria” (“Manual for Railway Engineering – AREMA, 2003”):

- Estructuras de hormigón y fundaciones,
- Cruces carretero-ferroviarios,
- Estructuras de acero, y
- Gálíbos.

Los requisitos de los ferrocarriles particulares y el Manual AREMA se deberán utilizar para determinar:

- Gálíbos
- Cargas,
- Protección de pilas,
- Impermeabilización y
- Protección contra explosiones.

#### **C 2.3.4. Medio ambiente**

La geomorfología de una corriente fluvial, es el estudio de las formas del relieve de los suelos que resultan de las acciones climáticas y del agua sobre ellos. Para los propósitos de este Capítulo, ello involucra la evaluación de las corrientes, la posibilidad de sedimentación, erosión o movimientos laterales del curso.

### **C 2.4. INVESTIGACIÓN DE LAS FUNDACIONES**

#### **C 2.4.1. Generalidades (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 2.4.2. Estudios topográficos (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 2.5. OBJETIVOS DEL PROYECTO**

#### **C 2.5.1. Seguridad**

En este Reglamento se incluyen requisitos mínimos para garantizar la seguridad estructural de los puentes. La filosofía para lograr una seguridad estructural adecuada se trata en el Artículo 1.3. Es recomendable utilizar una relación “control de calidad/garantía de calidad” aprobada mediante un proceso de revisión y verificación para garantizar que el trabajo de diseño cumple con este Reglamento.

#### **C 2.5.2. Serviciabilidad**

##### **C 2.5.2.1. Durabilidad**

##### **C 2.5.2.1.1. Materiales**

La intención de este Artículo es reconocer la importancia de la corrosión y el deterioro de los materiales estructurales para el comportamiento a largo plazo de un puente. El Artículo 5.12 contiene otros requisitos referidos a la durabilidad.

Aparte del deterioro del propio tablero de hormigón, el problema de mantenimiento más importante en los puentes es la desintegración de los extremos de vigas, apoyos, soportes, pilas y estribos, provocada por la percolación de las sales transportadas por el agua a través de las uniones del tablero. La experiencia parece indicar que un tablero estructuralmente continuo proporciona la mejor protección posible a los componentes ubicados debajo del mismo. Se debe tener en cuenta las potenciales consecuencias de utilizar sales en estructuras con tableros de acero no macizados.

Este Reglamento permite el empleo de tableros discontinuos si no hay un uso substancial de sales. Se ha verificado que las juntas de alivio en diente de sierra transversales en tableros de hormigón colado in situ no tienen ningún valor práctico si está vigente la acción compuesta. Desde el punto de vista económico, es generalmente favorable el uso de tableros continuos, independientemente de su ubicación, debido a la continuidad estructural y ausencia de juntas de dilatación.

Los largueros que se comportan como simplemente apoyadas gracias a juntas deslizantes, con o sin orificios ranurados para bulones, tienden a “congelarse” debido a la acumulación de los productos de la corrosión y generan problemas de mantenimiento. En virtud de la disponibilidad generalizada de computadoras, el análisis de tableros continuos no constituye actualmente un problema.

La experiencia indica que, desde el punto de vista de la durabilidad, todas las juntas se deberán considerar sujetas a algún grado de movimiento y filtraciones.



#### **C 2.5.2.1.2. Medidas de autoprotección**

Con frecuencia se han observado acumulaciones de agua en los asientos de los estribos, probablemente como consecuencia de las tolerancias constructivas y/o declives. La intención de la pendiente especificada del **15%** en el caso de juntas abiertas es permitir que las lluvias arrastren las sales y desechos.

En el pasado, en muchos puentes pequeños no se proveía ningún dispositivo de dilatación en las “juntas fijas”, y la carpeta de rodamiento simplemente se continuaba sobre la junta para lograr una superficie continua para el tránsito. Dado que el centro de rotación de la superestructura siempre está debajo de la superficie, la “junta fija” en realidad se mueve por los efectos ambientales y de las cargas, provocando fisuras, filtraciones y la desintegración de la carpeta de rodamiento.

#### **C 2.5.2.2. Inspeccionabilidad**

El documento “Guía de especificaciones para el diseño y construcción de puentes de hormigón por dovelas” (“Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges”) exige puertas exteriores de acceso de un tamaño mínimo de **0,75 m x 1,20 m**, aberturas de mayor tamaño en los diafragmas interiores, y ventilación mediante sumideros o respiraderos con rejillas a intervalos no mayores de **15 m**. Estas recomendaciones se deberán utilizar para los puentes proyectados con este Reglamento.

#### **C 2.5.2.3. Mantenimiento**

Se debe mantener el tránsito durante las operaciones de reemplazo, ya sea realizando los reemplazos en forma parcial por etapas o bien utilizando una estructura paralela adyacente.

Las medidas para aumentar la durabilidad de los tableros de hormigón incluyen revestir con resina epoxi las barras de armadura, las vainas de postesado y los cordones de pretensado en el tablero. Para proteger el acero negro se pueden incorporar aditivos de microsilíce y/o nitrito de calcio en el hormigón del tablero, utilizar membranas impermeabilizantes o coberturas. Para requisitos adicionales con respecto a las sobrecapas, ver el Artículo 5.14.2.3.10e.

#### **C 2.5.2.4. Transitabilidad (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 2.5.2.5. Servicios (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 2.5.2.6. Deformaciones**

##### **C 2.5.2.6.1. Generalidades**

Las deformaciones en el estado de servicio pueden provocar el deterioro de las carpetas de rodamiento y fisuración localizada en losas de hormigón y en puentes metálicos, que podría afectar la serviciabilidad y durabilidad, aún cuando sean autolimitantes y no representen una fuente potencial de colapso.

Desde 1905 se ha intentado evitar estos efectos limitando las relaciones **altura/luz de tramo** de las vigas y reticulados, y con este objetivo a partir de la década de 1930 se establecieron límites para las flechas debidas a la sobrecarga. En un estudio sobre las limitaciones de flechas en puentes (ASCE, 1958) un comité de ASCE concluyó que estos enfoques tradicionales presentaban numerosas anomalías y observaron, por ejemplo, lo siguiente:

El limitado sondeo conducido por el Comité no evidenció daños estructurales serios que pudieran atribuirse a una flecha excesiva. Los pocos ejemplos de conexiones de largueros dañados o tableros de hormigón fisurados probablemente se podrían corregir de manera más eficiente modificando el diseño que imponiendo limitaciones más estrictas a las flechas. Por otra parte, tanto los antecedentes históricos como los resultados del estudio indican claramente que la reacción psicológica adversa frente a la flechas de un puente es probablemente la fuente de preocupación más frecuente e importante relacionada con la flexibilidad de los puentes. Sin embargo, las características de vibración de los puentes que los peatones y pasajeros de vehículos consideran objetables aún no han podido ser definidas.

Desde la publicación de este estudio se han realizado frecuentes investigaciones que tratan la respuesta humana al movimiento. Actualmente existe consenso acerca de que el principal factor que afecta la sensibilidad humana en los puentes es la aceleración más que la flecha, la velocidad, o la tasa de variación de la aceleración, pero ello aún constituye un problema subjetivo de difícil resolución. Por lo tanto, aún no existen lineamientos sencillos y definitivos sobre los límites para la deformación estática tolerable ni para el movimiento dinámico. Entre las especificaciones actuales, el documento "Código de diseño de puentes carreteros de Ontario, 1991" ("Ontario Highway Bridge Design Code of 1991") contiene los requerimientos de mayor alcance relacionados con las vibraciones que pueden tolerar los seres humanos.

Los puentes de acero curvados horizontalmente están sujetos a torsión como resultado de los elevados giros y flechas laterales en relación a los puentes tangentes. Por lo tanto, las rotaciones generadas por las cargas permanentes y las fuerzas térmicas, en los puentes curvos, tienden a tener un mayor efecto sobre el comportamiento de los apoyos y las juntas de dilatación.

Las rotaciones en los apoyos durante la etapa constructiva pueden exceder las rotaciones que se generarían por la carga permanente del puente terminado, particularmente en los apoyos orientados oblicuamente. La identificación de esta situación transitoria es fundamental para garantizar que el puente pueda ser construido sin dañar los apoyos ni los dispositivos de expansión.

#### **C 2.5.2.6.2. Criterios para flechas**

Estas disposiciones permiten, pero no alientan, el uso de las prácticas pasadas para el control de las flechas. En el pasado se permitía que los proyectistas excedieran estos límites a discreción. A menudo las flechas calculadas para las estructuras han resultado difíciles de verificar en obra en razón de las numerosas fuentes de rigidez no incorporadas a los cálculos. A pesar de ello, muchos Propietarios y proyectistas se sienten cómodos con los requerimientos pasados para limitar la rigidez global de los puentes. El deseo de contar con algunos lineamientos disponibles sobre este tema, expresado con frecuencia durante el desarrollo de este Reglamento, ha dado por resultado la retención de criterios opcionales, excepto para el caso de tableros ortótropos para los cuales los criterios son requeridos. Los criterios para flechas son también obligatorios para tableros alivianados constituidos por metal y hormigón, tales como tableros emparrillados llenados total o parcialmente, y tableros emparrillados no llenos compuestos con losas de hormigón armado, como se indica en el Artículo 9.5.2.

En Wright and Walker (1971) se pueden encontrar lineamientos adicionales sobre las flechas en puentes de acero.

En el caso de un puente recto de múltiples vigas, esto equivale a afirmar que el factor de distribución para las flechas es igual al número de carriles dividido por el número de vigas. Para los sistemas de vigas curvas de acero, la flecha límite se aplica a cada viga individual porque la curvatura hace que cada viga se deforme de manera diferente que la viga adyacente, de modo que una flecha promedio tiene poco significado. Para los sistemas de vigas curvas de acero, la longitud utilizada para determinar la flecha límite debe ser tomada como la longitud entre apoyos del arco de la viga.

Las deformaciones excesivas pueden provocar el deterioro prematuro de la carpeta de rodamiento y afectar el comportamiento de los fijadores, pero aún no se han establecido límites para este último punto.

La intención del criterio de la flecha relativa es proteger la carpeta de rodamiento contra la pérdida de adherencia y contra fracturas debidas a la excesiva flexión del tablero.

La limitación de **2,5 mm** para la flecha relativa es tentativa.

#### **C 2.5.2.6.3. Criterios opcionales para relaciones luz-altura de la sección**

La Tabla 2.5.2.6.3-1 presenta, con algunas modificaciones, las alturas mínimas tradicionales para superestructuras de altura constante, contenidas en ediciones previas del “AASHTO Especificaciones estándar para puentes carreteros” (“AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”).

Para vigas curvas de acero se especifica una mayor altura mínima recomendada de viga para reflejar el hecho de que la viga curva más externa recibe una parte desproporcionada de la carga y debe ser más rígida. En puentes oblicuos en curva, las fuerzas del pórtico transversal están directamente relacionadas con las deformaciones relativas de la viga. El aumento de la altura y la rigidez de todas las vigas en un puente oblicuo en curva conducen a pequeñas diferencias relativas en las deformaciones y fuerzas más pequeñas en el pórtico transversal. Mayores alturas de vigas también dan lugar a la reducción de rotaciones fuera del plano, lo cual facilita el montaje del puente.

Se recomienda un incremento en la altura mínima principal de vigas, de acuerdo con la Ecuación 2.5.2.6.3-1, en aquellas vigas curvas de acero que no satisfacen las condiciones especificadas en el Reglamento. Ya que en tales casos, las vigas tenderán a ser significativamente más flexibles y con menos acero, generándose un aumento de las deformaciones sin un aumento de la altura de la viga.

Una viga curva de menos altura podría ser utilizada si el ingeniero evalúa los efectos tales como fuerzas en los pórticos y las deformaciones del puente, incluyendo las rotaciones de vigas, y encuentra que las fuerzas y los cambios geométricos del puente están dentro de rangos aceptables. Para vigas curvas mixtas, las relaciones recomendadas se aplican a la porción de viga de acero de la sección compuesta.

#### **C 2.5.2.7. Consideraciones de futuros ensanches**

##### **C 2.5.2.7.1. Vigas exteriores en puentes de vigas múltiples**

Este requisito se aplica a todos los elementos longitudinales sometidos a flexión, tradicionalmente considerados como largueros, vigas secundarias o principales.

##### **C 2.5.2.7.2. Subestructura (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 2.5.3. Constructibilidad**

Un ejemplo de una secuencia particular de construcción se daría si el proyectista requiriera una viga principal de acero apuntalada mientras se hormigona el tablero, de manera que la

viga y el tablero actúen como viga compuesta tanto para carga permanente como para sobrecarga.

Un ejemplo de puente complejo podría ser un puente a obenques con limitaciones acerca de lo que deberá soportar, especialmente en términos de los equipos a utilizar en la etapa constructiva. Si tales limitaciones no son evidentes para un contratista experimentado, el contratista se puede ver obligado a realizar un análisis prelicitatorio mayor que lo razonable. En virtud de las usuales carencias de tiempo y presupuesto al licitar, no es factible que el contratista lo lleve a cabo.

Este Artículo no requiere que el proyectista se tome la tarea de educar al contratista sobre cómo construir un puente; lo que se espera es que el contratista tenga la necesaria destreza. Tampoco se intenta restringir al contratista respecto a usar innovaciones para ganar una ventaja sobre sus competidores.

A igualdad de los demás factores, se prefieren normalmente los diseños que son autoportantes o que utilizan sistemas de encofrado estandarizados, antes que aquellos que requieren encofrados especiales o complejos.

Los encofrados provisorios ubicados en la zona despejada deberán estar adecuadamente protegidos del tránsito.

#### **C 2.5.4. Economía**

##### **C 2.5.4.1. Generalidades**

Si existe información disponible sobre las tendencias de la fluctuación de los costos de mano de obra y materiales, se deberán extrapolar los efectos de estas tendencias al momento en el cual se ha de construir el puente.

La comparación de los costos de las diferentes alternativas estructurales se debe basar en consideraciones a largo plazo, incluyendo la inspección, mantenimiento, reparación y/o reemplazo. La alternativa de menor costo inicial no necesariamente conduce al menor costo total.

##### **C 2.5.4.2. Proyectos alternativos (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 2.5.5. Estética del puente**

Con frecuencia se puede mejorar significativamente la apariencia de un puente con un costo despreciable, introduciendo pequeños cambios en la forma o posición de los elementos estructurales. Sin embargo, en puentes importantes se suele justificar un aumento del costo para lograr una mejor apariencia, considerando que el puente probablemente formará parte del paisaje por **75 años** o más.

Recomendaciones exhaustivas para procurar una apariencia satisfactoria de los puentes excede el alcance de este Reglamento. Los Ingenieros pueden consultar documentos tales como "La estética del puente en el mundo" ("Bridge Aesthetics Around the World, 1991"), publicado por la "Junta de investigación del transporte" ("Transportation Research Board"), donde encontrarán lineamientos sobre este tema.

Las estructuras modernas más admiradas son aquellas que para su buena apariencia confían en las formas de los propios elementos estructurales:

- La forma de los elementos responde a su función estructural. Son robustos si las tensiones a las cuales están sometidos son más elevadas, mientras que son más delgados si las tensiones son menores.
- Se debe poner de manifiesto la función de cada parte y cómo esta función se lleva a cabo.

- Los elementos son esbeltos y separados con amplitud, permitiendo la observación a través de la estructura.
- El puente se visualiza como una unidad, con todos sus miembros consistentes con dicha unidad y contribuyendo al todo. Por ejemplo, todos los elementos deberán pertenecer a la misma familia de formas, tal como formas con bordes redondeados.
- El puente cumple su función con un mínimo de material y una cantidad mínima de elementos.
- El tamaño de cada elemento, comparado con el de los demás, está claramente relacionado con el concepto estructural global y con el trabajo que le corresponde a cada uno, y
- El puente, considerado como un todo, tiene una relación clara y lógica con el entorno que lo rodea.

Se han propuesto varios procedimientos para integrar el concepto estético dentro del proceso de diseño (Gottemoeller, 1991).

Debido a que los principales elementos estructurales de un puente son los de mayor tamaño y los que saltan a la vista en primer término, éstos determinan la apariencia de un puente. Por lo tanto, los Proyectistas deberán buscar la excelente apariencia de los elementos de un puente según el siguiente orden de importancia:

- Alineación horizontal y vertical y posicionamiento en el entorno;
- Tipo de superestructura, es decir arco, viga, etc;
- Ubicación de las pilas;
- Ubicación y altura de los estribos;
- Forma de la superestructura, es decir si es acartelada, ahusada, profunda;
- Forma de las pilas;
- Forma de los estribos;
- Detalles de parapetos y barandas;
- Colores y texturas de las superficies; y
- Ornamentación.

El Proyectista deberá determinar la ubicación probable de la mayoría de los observadores del puente, para luego usar esa información como guía para juzgar la importancia de los diferentes elementos en cuanto a la apariencia de la estructura.

Para analizar la estética de las estructuras se puede recurrir a perspectivas preparadas a partir de fotografías tomadas desde los puntos de observación más importantes. Las maquetas también resultan útiles.

Se debe revisar la apariencia de los detalles para verificar que concuerden con el proyecto conceptual del puente.

## **C 2.6. HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA**

### **C 2.6.1. Generalidades**

Los requerimientos de este Artículo incorporan prácticas y procedimientos mejorados para el proyecto hidráulico de los puentes. La publicación de “AASHTO Manual de modelo de desagüe” (“AASHTO Model Drainage Manual”) contiene lineamientos detallados para la aplicación de estas prácticas y procedimientos. Dicha publicación contiene guías y referencias sobre procedimientos de diseño y software para el proyecto hidrológico e hidráulico. También incorpora lineamientos y referencias de la publicación de “AASHTO Pautas de desagüe” (“AASHTO Drainage Guidelines”), documento que acompaña al “AASHTO Model Drainage Manual”.

Se puede obtener información complementaria sobre los seguros contra las inundaciones en la 42 USC 4001 - 4128, (ver también 44 CFR 59 a 77) y la 23 CFR 650, Subparte A, “Ubicación y proyecto hidráulico de la intrusión sobre las planicies de inundación” (“Location and Hydraulic Design of Encroachment on Floodplains”).

Los estudios hidrológicos e hidráulicos, de socavación y estabilidad del curso de agua se ocupan de predecir los caudales de inundación y sus recurrencias, y los complejos fenómenos físicos que involucran las acciones e interacciones entre el agua y el suelo durante la ocurrencia de los caudales de inundación previstos. Estos estudios deberán ser realizados por un Ingeniero con los conocimientos y experiencia necesarios como para formular juicios prácticos respecto al alcance de los estudios a realizar y la significación de los resultados obtenidos. Para el proyecto de las fundaciones de un puente la mejor opción es un equipo interdisciplinario formado por ingenieros estructuralistas, hidrólogos, hidráulicos y geotécnicos.

El “AASHTO Model Drainage Manual” también contiene guías y referencias sobre:

- Métodos de diseño para evaluar la precisión de los estudios hidrológicos-hidráulicos, incluyendo los elementos de un plan de recolección de datos;
- Una guía para estimar los picos del caudal de crecida y sus volúmenes, incluyendo los requerimientos para el proyecto de carreteras interprovinciales. (para esto se puede ver el 23 CFR 650, Subparte A, “Encroachments”);
- Procedimientos o referencias para el análisis de cursos de agua afectados por mareas, sistematización de corrientes y cuencas urbanas;
- Evaluación de la estabilidad de las corrientes;
- Uso de procedimientos de diseño y software recomendados para cuantificar el régimen de los cursos de agua;
- Ubicación y proyecto de puentes para resistir daños provocados por la socavación y cargas de origen hidráulico, como las que ocasionan el flujo de la corriente, el hielo y los desechos arrastrados;
- Cálculo de la magnitud de la socavación originada por la contracción provocada por la obra, la socavación localizada y las medidas convenientes para contrarrestarlas;

- Proyecto de puentes y alcantarillas de alivio, de sobrepaso de las carreteras, espigones, y otras obras de sistematización de cauces; y
- Procedimientos para el proyecto hidrológico-hidráulico de alcantarillas del tamaño de un puente.

### **C 2.6.2. Datos del sitio de emplazamiento**

La evaluación hidrológica-hidráulica implica necesariamente numerosas hipótesis. Estas hipótesis se relacionan con los coeficientes de rugosidad y la proyección de las magnitudes de los caudales a largo plazo, por ejemplo, la crecida de quinientos años u otras crecidas extraordinarias. Es dable esperar que el escurrimiento producido por una tormenta dada, varíe con las estaciones, con las condiciones meteorológicas del pasado inmediato y con las condiciones de los suelos y sus usos a largo plazo, tanto las naturales como las impuestas por el hombre. La confiabilidad de proyectar estadísticamente las crecidas con largos períodos de retorno es función de lo adecuada que resulta la base de datos de crecidas pasadas, y estas proyecciones cambian con frecuencia como consecuencia de la inclusión de nuevos datos y experiencias.

Los factores mencionados hacen que los estudios referidos a la crecida de verificación para la socavación sea un criterio de seguridad importante pero altamente variable y probablemente difícil de reproducir, a menos que todas las hipótesis originales del Proyectista se empleen en el estudio de una socavación producida en una ocasión posterior al proyecto. Obviamente, estas hipótesis originales deben ser razonables en vista de los datos, condiciones, y proyecciones disponibles en el momento del proyecto original.

### **C 2.6.3. Estudio hidrológico**

El período de retorno de los niveles de marea se debe correlacionar con las elevaciones de agua producidas por fuertes tormentas y por mareas meteorológicas, de acuerdo con los estudios realizados por los organismos especializados del país.

Se debe prestar particular atención en la selección del proyecto a los caudales de la crecida de verificación por crecidas producidas por causas varias. Por ejemplo, un escurrimiento en un estuario puede estar formado por el accionar de la marea y el escurrimiento aportado por la cuenca colectora de aguas arriba.

Si la crecida de causas varias depende de la ocurrencia de un evento meteorológico crítico, tal como un ciclón, se necesita considerar y evaluar el relativo desfase de ella con los picos de los otros eventos considerados, para seleccionar el caudal de diseño. Es probable que esta sea la situación en el caso de los escurrimientos en un estuario.

Si los eventos tienden a ser independientes, como podría ser el caso de inundaciones en una región montañosa provocadas por el escurrimiento ocasionado por las lluvias o el derretimiento de las nieves, el Proyectista deberá evaluar ambos eventos independientemente y luego considerar la probabilidad de su ocurrencia simultánea.

### **C 2.6.4. Estudio hidráulico**

#### **C 2.6.4.1. Generalidades (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 2.6.4.2. Estabilidad de la corriente (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 2.6.4.3. Puentes sobre cursos de agua**

Las evaluaciones preliminares deben tener en cuenta lo siguiente:

- Aumento de los niveles de las crecidas, provocado por el puente,
- Cambios de los patrones del flujo de las crecidas y de las velocidades en el cauce y en la planicie de inundación,
- Ubicación de controles hidráulicos que afecten el flujo a través de la estructura o la estabilidad de la corriente a largo plazo,
- Gálibos entre la elevación del nivel de agua durante la crecida y las partes inferiores de la superestructura para permitir el paso del hielo y los detritos,
- Necesidad de proteger las fundaciones del puente, el lecho del cauce y las márgenes, y
- Evaluación de los costos de capital y riesgos de crecidas asociados con las diferentes alternativas planteadas para el puente, mediante procedimientos de evaluación o análisis de riesgos.

#### **C 2.6.4.4. Fundaciones de puentes**

##### **C 2.6.4.4.1. Generalidades**

Para reducir la vulnerabilidad del puente frente a los daños provocados por la socavación y los empujes hidráulicos, se deberán considerar los siguientes conceptos generales del proyecto:

- Fijar las cotas de los tableros tan altas como resulte práctico para las condiciones del sitio, a fin de minimizar la posibilidad de su inundación por las crecidas. Si un puente está sujeto a inundación, considerar el desborde de las secciones de la carretera de acceso y dar forma a la superestructura de manera tal que permita el flujo continuo, para así minimizar el área sujeta a los empujes hidráulicos y a la acumulación de hielo, detrito y arrastres.
- Emplear puentes de alivio, espigones, diques y otras obras para sistematización del cauce a fin de reducir la turbulencia y las fuerzas hidráulicas que actúan en los estribos del puente.
- Utilizar proyectos con tramos continuos. Anclar las superestructuras a sus subestructuras cuando estén sujetas a los efectos de empujes hidráulicos, flotabilidad, hielo o impacto de detritos o acumulación de arrastres. Proveer la ventilación y el desagüe de la superestructura.
- Cuando resulte practicable, limitar el número de pilas dentro del cauce, dar forma a las pilas de manera que permitan el flujo continuo de la crecida (darles formas fluidodinámicas) y alinear tales pilas con la dirección del flujo. Evitar los tipos de pilas que acumulan hielo o detritos. Ubicar las pilas lejos de las márgenes del cauce.
- Ubicar los estribos atrás de las márgenes del cauce si se prevé que habrá problemas significativos con la acumulación de hielo y/o detritos, con la socavación,



o con la estabilidad del cauce; o cuando se deban satisfacer especiales requisitos ambientales o reguladores, por ejemplo, tendidos sobre tierras pantanosas.

- Proyectar las pilas en planicies de inundación como las pilas fluviales. Ubicar sus fundaciones a una profundidad apropiada, si es probable que el cauce se desvíe durante la vida de la estructura o si es probable que se produzcan lagunas por cambios en el cauce.
- Cuando resulte practicable, usar rejas para detritos o barreras para hielo para detener los arrastres y el hielo antes que lleguen al puente. Si es inevitable que haya acumulaciones significativas de arrastres o hielo, sus efectos se deben tomar en cuenta al determinar las profundidades de socavación y los empujes hidráulicos.

#### **C 2.6.4.4.2. Socavación de puentes**

Tanto en Estados Unidos como en el resto del mundo, la mayoría de las fallas de puentes se producen como resultado de la socavación.

El costo adicional de hacer que el puente sea menos vulnerable a los daños provocados por la socavación es pequeño en comparación con el costo total que implica la falla de un puente.

La crecida de diseño para socavación la debe determinar el proyectista en base a las condiciones hidrológicas e hidráulicas del flujo en el sitio. El procedimiento recomendado consiste en evaluar la socavación provocada por los flujos de crecida establecidos y proyectar las fundaciones para el evento que se espera provoque la mayor profundidad total de socavación.

El procedimiento recomendado para determinar la profundidad total de socavación en las fundaciones de un puente es el siguiente:

- Estimar la sedimentación o erosión del perfil (transversal y longitudinal – en las inmediaciones) del cauce a lo largo de la vida de servicio del puente;
- Estimar los cambios de forma, en planta, del cauce a lo largo de la vida de servicio del puente;
- A modo de verificación del proyecto, evaluar – para el final de la vida de servicio del puente – las secciones transversales del cauce existente y de la planicie de inundación aguas arriba y aguas abajo del puente, para reflejar, anticipadamente, los cambios del perfil del cauce y la planimetría del mismo;
- Determinar la combinación de las condiciones existentes o probables en el futuro, de eventos de crecidas que podrían conducir a una socavación más profunda que las que producen las condiciones de proyecto;
- Determinar los perfiles de la superficie del agua de una corriente que abarquen una longitud apropiada, tanto aguas arriba como aguas abajo, del emplazamiento del puente para las diferentes combinaciones de las condiciones y eventos considerados en el proyecto;
- Determinar la magnitud de la socavación por contracción y la socavación localizada en pilas y estribos; y

- Evaluar los resultados del análisis de la socavación, teniendo en cuenta las variables en los métodos usados, la información disponible sobre el comportamiento del curso de agua, y el funcionamiento de estructuras existentes durante crecidas pasadas. Considerar también los patrones de flujo actuales y los que se anticipan para el futuro, en el cauce y su planicie de inundación. Visualizar la influencia del puente sobre estos patrones de flujo y la influencia del flujo sobre el puente. Modificar el proyecto del puente cuando resulte necesario para satisfacer inquietudes generadas por el análisis de la socavación o la conformación de la planimetría del cauce.

El proyecto de las fundaciones se debe basar en las profundidades totales de socavación estimadas por el procedimiento descrito, teniendo en cuenta factores de seguridad geotécnica adecuados. Si resultan necesarias, se deben considerar las siguientes modificaciones en el proyecto del puente:

- Reubicar o re proyectar las pilas o estribos para evitar zonas de socavación profunda o la superposición de cavidades, por socavación de elementos de fundación adyacentes,
- Agregar espigones, diques u otros elementos para sistematización del cauce, a fin de permitir transiciones de flujo más suaves o para controlar el movimiento lateral del cauce,
- Ensanchar la sección transversal del curso de agua, o
- Reubicar el cruce para evitar situaciones indeseables.

Las fundaciones se deberán proyectar para soportar las condiciones de socavación correspondientes tanto para la crecida de diseño como para la crecida de verificación. En general, esto conducirá a fundaciones profundas. El proyecto de fundaciones de puentes existentes que están siendo rehabilitados debe considerar el apuntalamiento si la socavación determina que ello es necesario. Si un apuntalamiento no resultara eficiente, desde el punto de vista de los costos, se pueden usar piedras sueltas u otras medidas para contrarrestar la socavación.

La tecnología disponible no está lo suficientemente desarrollada como para permitir una estimación confiable de la socavación bajo ciertas condiciones, tales como estribos de puentes ubicados en zonas de turbulencia provocada por flujos convergentes o divergentes.

#### **C 2.6.4.5. Accesos carreteros al puente**

Los terraplenes de carreteras contruidos en planicies de inundación sirven para redirigir el flujo sobre las márgenes, provocando que fluya en dirección generalmente paralela al terraplén y regrese al cauce principal al llegar al puente. En estos casos, el proyecto de las carreteras deberá incluir, donde corresponda, medidas para contrarrestar el daño a los terraplenes de la carretera y los estribos del puente. Estas medidas pueden incluir:

- Puentes de alivio,
- Disminuir la velocidad del flujo sobre las márgenes promoviendo el crecimiento de árboles y arbustos en la planicie de inundación y el terraplén de la carretera dentro

de la zona de servidumbre de paso de la carretera, o construir pequeños diques a lo largo del terraplén de la carretera,

- Proteger las pendientes de los taludes expuestos a velocidades erosivas colocando piedras sueltas u otros materiales de protección contra la erosión sobre el terraplén de la carretera y los estribos del puente, y
- Usar espigones de guía cuando el flujo sobre las márgenes es importante, a fin de proteger los estribos del puente en el cauce principal y los puentes de alivio contra la turbulencia y la socavación resultantes.

Aunque un desborde puede provocar el colapso del terraplén, se prefiere esta consecuencia antes que el colapso del puente. El punto más bajo de la sección de desborde no deberá estar en las adyacencias del puente, ya que su falla en esta ubicación podría dañar el estribo del puente. Si debido a limitaciones geométricas el punto más bajo de la sección de desborde se debe ubicar cerca del estribo, la socavación provocada por el flujo de desborde se deberá considerar en el proyecto del estribo. Los estudios de proyecto para desborde también deberán incluir una evaluación de cualquier riesgo de crecida generada por cambios en las configuraciones existentes de los patrones del flujo o por concentraciones del flujo en la proximidad de propiedades en explotación.

#### **C 2.6.5. Ubicación de las alcantarillas, longitud y área de escurrimiento**

La discusión de las investigaciones “in situ” y los análisis hidrológicos e hidráulicos para puentes es generalmente aplicable también a grandes alcantarillas clasificadas como puentes.

El uso de rejas de seguridad en los extremos de las alcantarillas para proteger los vehículos que se salen de la carretera es generalmente desaconsejable en el caso de las grandes alcantarillas, incluyendo aquellas clasificadas como puentes, debido a que existe la posibilidad de que se colmaten y provoquen un aumento inesperado del riesgo de inundación en la carretera y en las propiedades adyacentes. Los métodos preferidos para lograr la seguridad del tránsito incluyen la instalación de barreras o la prolongación de los extremos de las alcantarillas para aumentar la zona de recuperación de vehículos en el lugar.

#### **C 2.6.6. Desagüe de la carretera**

##### **C 2.6.6.1. Generalidades**

Siempre que sea posible, los tableros de los puentes deberán ser impermeables al agua y todo el desagüe del tablero se deberá llevar hasta los extremos del puente.

Los puentes deberán presentar un gradiente longitudinal. Se deberán evitar los gradientes nulos y las curvas verticales cóncavas. Se deberá coordinar el proyecto de los sistemas de desagüe del tablero del puente y de los accesos carreteros.

Bajo ciertas condiciones, puede ser deseable usar barandas abiertas para permitir la máxima descarga de escurrimiento superficial del tablero.

El capítulo correspondiente a “Desagüe pluvial” (“Storm Drainage”) del “AASHTO Manual de modelo de desagüe” (“AASHTO Model Drainage Manual”) contiene valores recomendados para el proyecto de las pendientes transversales.

##### **C 2.6.6.2. Tormenta de diseño (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 2.6.6.3. Tipo, tamaño y número de sumideros**

Para consultar otras guías o criterios de proyecto sobre desagüe de tableros de puentes se puede ver, por ejemplo: el capítulo correspondiente a “Desagüe pluvial” (“Storm Drainage”) del “AASHTO Manual de modelo de desagüe” (“AASHTO Model Drainage Manual”), “Una política de diseño geométrico de calles y carreteras” (“A Policy on Geometric Design of Highways and Streets”) y el Informe de Investigación RD-87-014 de AASTHO/FHWA, “Lineamientos de desagüe para el tablero del puente” (“Bridge Deck Drainage Guidelines”).

Normalmente la mínima dimensión interior de una bajada pluvial no deberá ser menor de **0,15 m**, pero si se anticipa un aumento de hielo sobre el tablero del puente esta dimensión mínima no deberá ser menor que **0,20 m**.

#### **C 2.6.6.4. Descarga de los sumideros del tablero**

Se debe considerar cómo los sistemas de desagüe afectan la estética del puente.

En puentes en los cuales no es factible disponer caños con caída libre, se deberá prestar atención a un proyecto de sistema de tuberías de salida para:

- Minimizar estancamientos y otros problemas de mantenimiento, y
- Minimizar los efectos adversos de las tuberías, sobre la simetría y estética del puente.

Se deberán evitar los caños con caída libre en aquellos casos en los cuales las descargas generan problemas en los carriles carreteros, ferroviarios o de navegación que cruzan el puente. Para impedir la erosión, debajo de los caños de caída libre se deberán colocar piedras sueltas o pavimento.

#### **C 2.6.6.5. Desagüe de las estructuras**

Para permitir la salida del agua se pueden usar orificios de desagüe en los tableros de hormigón y en los encofrados perdidos.

### **C 2.7. SEGURIDAD DEL PUENTE**

#### **C 2.7.1. Generalidades**

Al momento de esta redacción, no hay procedimientos uniformes para la evaluación de la prioridad de un puente en referencia a social/económica y defensa/seguridad de una región. Se está trabajando para desarrollar un procedimiento uniforme para dar prioridad a los puentes en cuanto a la seguridad.

En ausencia de procedimientos uniformes, algunos estados de los Estados Unidos de América han desarrollado procedimientos que incorporan sus propios métodos de priorización de seguridad que, si bien son similares, difieren en los detalles. Además, los procedimientos para evaluar la prioridad del puente han sido desarrollados por los departamentos de transporte en algunos estados para ayudar en la priorización de la rehabilitación sísmica. Los procedimientos establecidos para evaluar la prioridad del puente también se pueden utilizar en conjunción con las consideraciones de seguridad.

Se puede encontrar una orientación sobre estrategias de seguridad y reducción de riesgos en los siguientes documentos: “Sociedad Internacional de Aplicaciones Científicas”

(“Science Applications International Corporation, 2002”), “Panel de Expertos sobre Seguridad en Puente y Túnel” (“The Blue Ribbon Panel on Bridge and Tunnel Security, 2003”), Winget (2003), Jenkins (2001), Abramson (1999), y Williamson (2006).

### **C 2.7.2. Exigencias de diseño**

No es posible proteger un puente de cada amenaza concebible. Los escenarios de amenaza más probables se deberán determinar en base al sistema estructural del puente, a la geometría, y a las vulnerabilidades identificadas. Los escenarios más probables de ataque minimizarán el tiempo requerido por el atacante sobre el blanco, el poseer una simplicidad en la planificación y ejecución, y el tener una alta probabilidad de lograr el máximo daño.

El nivel de daño aceptable deberá ser proporcional a la magnitud del ataque. Por ejemplo, el comportamiento lineal y/o daño local se debe esperar bajo un ataque de pequeña magnitud, mientras que las deformaciones permanentes importantes y daños significativos y/o fallo parcial de algunos de los componentes deben ser aceptables bajo ataques de mayor tamaño.

El nivel de amenaza y la clasificación operativa del puente se deberán tener en cuenta al determinar el nivel de análisis para ser utilizado en la determinación de las exigencias. Se pueden utilizar métodos aproximados para puentes de baja resistencia o de baja importancia, mientras que los análisis más sofisticados se deberán utilizar ante amenazas de alto poder a puentes prioritarios.



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3.**

### **CARGAS Y FACTORES DE CARGA**

#### **C 3.1. ALCANCE**

Además de las cargas tradicionales, este Capítulo incluye las solicitaciones generadas por colisiones, sismos y asentamiento y distorsión de la estructura.

Las colisiones de vehículos y embarcaciones, los sismos y la inestabilidad aeroelástica desarrollan solicitaciones que dependen de la respuesta estructural. Por lo tanto, estas solicitaciones no se pueden determinar sin análisis y/o ensayos.

Excepto para los puentes de hormigón por dovelas, no se proveen cargas constructivas, sino que el proyectista deberá obtener la información pertinente de los potenciales contratistas.

#### **C 3.2. DEFINICIONES (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.3. SIMBOLOGÍA**

##### **C 3.3.1. Simbología general (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 3.3.2. Cargas y denominación de las cargas (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.4. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS**

##### **C 3.4.1. Factores de carga y combinaciones de cargas**

Los antecedentes de los factores de carga aquí especificados junto con los factores de reducción de resistencia especificados en otros Capítulos de este Reglamento se desarrollan en el trabajo de Nowak (1992).

Resistencia **II**. No se debe suponer que el vehículo de circulación restringida es el único vehículo sobre el puente a menos que esto se asegure mediante un adecuado control del tránsito. Ver Artículo 4.6.2.2.5 referente a tránsito simultáneo sobre el puente.

Resistencia **III**. En presencia de viento de velocidades elevadas los vehículos se vuelven más inestables. Por lo tanto, los vientos elevados impiden la presencia de una sobrecarga importante sobre el puente.

Resistencia **IV**. El proceso estándar de calibración para el estado límite de resistencia consiste en probar diferentes combinaciones de factores de carga y resistencia en una variedad de puentes y sus componentes. Las

combinaciones con las cuales se obtiene un índice de fiabilidad próximo al valor deseado  $\beta = 3,5$  se retienen para su potencial aplicación. Entre estas combinaciones, para cada tipo de componente estructural se eligen factores de carga  $\gamma$  constantes y los correspondientes factores de reducción de resistencia  $\phi$  que reflejen su uso.

Este proceso de calibración se ha realizado para una gran cantidad de puentes con longitudes no mayores que **60 m**. Estos cálculos fueron en puentes completos. Para los componentes primarios de puentes de grandes dimensiones, la relación entre los efectos provocados por las cargas permanentes y aquellos provocados por la sobrecarga es bastante elevada, y podría resultar en un conjunto de factores de resistencia diferentes a los aceptables para puentes pequeños y medianos. Se cree que es más práctico investigar un caso de carga adicional antes que exigir el uso de dos conjuntos de factores de resistencia con los factores de carga indicados en la Combinación de Cargas para Resistencia **I**, dependiendo de las demás cargas permanentes presentes. Se han realizado controles puntuales en algunos puentes de longitudes de hasta **180 m**, y pareciera que la Combinación de Cargas para Resistencia **IV** será determinante cuando la relación entre los efectos provocados por las cargas permanentes y los provocados por las sobrecargas es mayor que alrededor de **7,0**. Esta combinación de carga se puede controlar durante la investigación de las etapas de construcción.

**Extremo I.** Las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares usaban  $\gamma_{EQ} = 0,0$ . Este tema aún no ha sido resuelto. Se debe considerar la posibilidad de sobrecarga parcial, es decir,  $\gamma_{EQ} < 1,0$  con sismos. La aplicación de la regla de Turkstra para combinar cargas no relacionadas indica que  $\gamma_{EQ} = 0,50$  es razonable para un amplio rango de valores de tránsito medio diario de camiones (**ADTT**, Average Daily Truck Traffic). (A definir por INPRES)

Lo siguiente se aplica en ambos Eventos Extremos **I** y **II**:

- Se supone que el período de recurrencia de los eventos extremos es mayor que la vida de diseño.
- Aunque estos estados límite incluyen las cargas hidráulicas, **WA**, las solicitaciones provocadas por **WA** son considerablemente menos significativas que los efectos que la degradación provoca sobre la estabilidad de la estructura. Por lo tanto, a menos que las condiciones específicas del emplazamiento determinen lo contrario, en el diseño no se deberán incluir las profundidades de socavación local en las pilas ni de la socavación por contracción combinados con **BL**, **EQ**, **IC**, **CV** o **CT**. Sin embargo, se deberán considerar los efectos debidos a la degradación del cauce. Alternativamente, un medio de la socavación total puede ser considerada en combinación con **BL**, **EQ**, **IC**, **CV** o **CT**.
- La probabilidad de la ocurrencia conjunta de estos eventos es extremadamente baja y, por lo tanto, se especifica que estos eventos se apliquen de forma independiente. Bajo estas condiciones extremas, se anticipa que la estructura sufrirá deformaciones inelásticas considerables mediante las cuales se espera que se alivien los efectos debidos a **TU**, **TG**, **CR**, **SH** y **SE**.



El factor para sobrecarga igual a **0,50** significa que es baja la probabilidad que ocurran simultáneamente la máxima sobrecarga vehicular (a excepción de **CT**) y los eventos extremos.

**Servicio I.** Los elementos comprimidos de hormigón pretensado y las tracciones de las vigas cabezales pretensadas se analizan utilizando esta combinación de cargas. Las tensiones de tracción en elementos de hormigón pretensado se investigan utilizando la combinación Servicio **III**.

**Servicio II.** Esta combinación de cargas corresponde a especificaciones de sobrecarga para estructuras de acero en ediciones anteriores de la AASHTO, y sólo es aplicable para estructuras de acero. Desde el punto de vista del nivel de carga, esta combinación es aproximadamente un valor intermedio entre la Combinación de Servicio **I** y de Resistencia **I** para los estados límite aplicables.

**Servicio III.** La significancia estadística del factor **0,80** que se aplica a la sobrecarga indica que se anticipa que el evento ocurrirá alrededor de una vez al año en el caso de puentes con dos carriles de circulación, menos frecuentemente en los puentes con más de dos carriles, y alrededor de una vez al día en los puentes con un único carril de circulación. La combinación Servicio **I** deberá ser utilizado para verificar la tracción relacionada al análisis transversal de las vigas construidas por dovelas de hormigón.

La verificación de la tensión principal de tracción se introduce con el fin de verificar el adecuado comportamiento de las almas de vigas construidas por dovelas de hormigón frente al corte y torsión longitudinal.

**Servicio IV.** El factor **0,70** que se aplica al viento representa un viento de **37,5 m/s**. Con esto se deberá obtener tracción nula en las columnas de hormigón pretensado para vientos con un período de recurrencia media de **diez años**. Las columnas de hormigón pretensado también deben satisfacer los requisitos de resistencia especificados en la combinación de cargas para Resistencia **III** del Artículo 3.4.1.

No se recomienda combinar el gradiente térmico con elevadas fuerzas de viento. Se incluyen las fuerzas de expansión de la superestructura.

**Fatiga I.** El factor de carga para la combinación de carga de Fatiga **I**, aplicado a un único camión de diseño cuya separación entre ejes se especifica en el Artículo 3.6.1.4.1, refleja niveles de carga que se consideran representativos de los rangos máximos de tensiones del universo de camiones para el diseño de fatiga a tiempo infinito. El factor fue elegido suponiendo que el rango de tensión máxima en el espectro aleatorio variable es el doble del rango de tensión efectiva generada por la combinación de carga de Fatiga **II**.

**Fatiga II.** El factor de carga para la combinación de carga de Fatiga **II**, aplicado a un único camión de diseño, refleja un nivel de carga que se considera representativo del rango de tensión efectiva del universo de camiones con respecto a un pequeño número de ciclos de rangos de tensiones y

sus efectos acumulativos en elementos de acero, componentes y conexiones para el diseño de fatiga a tiempo finito.

Este Artículo refuerza el método tradicional de seleccionar combinaciones de cargas con las cuales se obtengan solicitaciones extremas realistas, y su intención es aclarar el tema de la variabilidad de las cargas permanentes y sus efectos. Como siempre ha sido el caso, el Propietario o el Proyectista puede determinar que no todas las cargas de una combinación de cargas dada son aplicables a la situación en estudio.

Este Reglamento reconoce que la magnitud real de las cargas permanentes también puede ser menor que el valor nominal. Esto cobra importancia cuando la carga permanente reduce los efectos provocados por las cargas transitorias.

Se ha observado que es más probable que las cargas permanentes sean mayores que el valor nominal, y no que sean menores a dicho valor.

El factor de carga de suelo para alcantarillas termoplásticas se fija en **1,3**; sin embargo, para preservar la seguridad total, en los mismos niveles que especificaban las normas AASHTO en versiones previas a las del 2012, se introduce más adelante en este Reglamento un factor de instalación de suelo como parte de la implementación del informe "NCHRP Report 631". Este factor se puede ajustar en base al control de campo de las prácticas constructivas.

En la aplicación de cargas permanentes, las solicitaciones provocadas por cada uno de los seis tipos de cargas especificados se deberán calcular de forma independiente. No es necesario considerar que un tipo de carga varía según el tramo, longitud o componente del puente. Por ejemplo, al investigar el levantamiento del apoyo de una viga continua, no sería correcto utilizar el máximo factor de carga para las cargas permanentes que actúan en los tramos que producen una reacción negativa y el mínimo factor de carga en los tramos que producen reacción positiva. Consideremos la investigación del levantamiento. El levantamiento, que en ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares de AASHTO era tratado como un caso de carga independiente, ahora se transforma en una combinación de cargas para un estado límite de resistencia. Si una carga permanente produce levantamiento, dicha carga se tendría que multiplicar por el máximo factor de carga, independientemente del tramo en el cual esté ubicada. Si otra carga permanente reduce el levantamiento, se tendría que multiplicar por el mínimo factor de carga, independientemente del tramo en que esté ubicada. Por ejemplo, para el Estado Límite de Resistencia **I** si la reacción debida a la carga permanente es positiva y la sobrecarga puede producir una reacción negativa, la combinación de cargas sería:  **$0,9 \cdot DC + 0,65 \cdot DW + 1,75 \cdot (LL + IM)$** . Si ambas reacciones fueran negativas la combinación sería:  **$1,25 \cdot DC + 1,50 \cdot DW + 1,75 \cdot (LL + IM)$** . Para cada solicitud puede ser necesario investigar ambas combinaciones extremas aplicando el factor de carga mayor o el factor de carga menor, según corresponda. Las sumatorias algebraicas de estos productos son las solicitaciones totales para las cuales se deberán diseñar el puente y sus componentes.

**PS**, **CR**, **SH**, **TU**, y **TG** son deformaciones impuestas tal como se define en el Artículo 3.12. Los factores de carga para **TU** y **TG** son indicados en la Tabla 3.4.1-1. Los factores de carga para **PS**, **CR** y **SH** son indicados en la Tabla 3.4.1-3. Para elementos pretensados en tipos comunes de puentes, el pretensado secundario, la fluencia lenta y la contracción son generalmente diseñados en el estado límite de servicio. En estructuras de hormigón por dovelas, **CR** y **SH** son multiplicados por el factor  $\gamma_p$  para **DC** porque el análisis de las solicitaciones dependientes del tiempo en puentes por dovelas es no lineal. Estribos, pilares, columnas, y las vigas cabezales deben ser considerados como componentes de la subestructura.

El cálculo de los desplazamientos de **TU** utiliza un factor superior a **1,0** para evitar subdimensiones en juntas, dispositivos de expansión y apoyos.

Aplicar los siguientes criterios para evaluar la resistencia al deslizamiento de muros:

- La carga vertical de suelo en la parte posterior de un muro de sostenimiento en voladizo se deberá multiplicar por  $\gamma_{pmin}$  (**1,00**) y el peso de la estructura se deberá multiplicar por  $\gamma_{pmin}$  (**0,90**) ya que estas fuerzas provocan un aumento de la presión de contacto (y de la resistencia al corte) en la base del muro y la fundación.
- La carga correspondiente al empuje horizontal del suelo en un muro de sostenimiento en voladizo se deberá multiplicar por  $\gamma_{pmax}$  (**1,50**) para una distribución del empuje activo del suelo, ya que la fuerza provoca una fuerza de deslizamiento más crítica en la base del muro.

De manera similar, los valores de  $\gamma_{pmax}$  para el peso de la estructura (**1,25**), para la carga vertical de suelo (**1,35**) y para el empuje activo horizontal (**1,50**) representarían la combinación de cargas crítica para evaluar la capacidad de carga de una fundación.

En todas las combinaciones de cargas correspondientes a estados límite de resistencia, las cargas hidráulicas y friccionales se incluyen con sus respectivos valores nominales.

Para la fluencia lenta y contracción se deberán utilizar los valores nominales especificados. En el caso de las cargas de fricción, asentamiento e hidráulicas, para determinar las combinaciones de cargas extremas es necesario investigar tanto los valores mínimos como los valores máximos.

El factor de carga para gradiente de temperatura se deberá determinar en base al:

- Tipo de estructura, y
- Estado límite investigado.

De forma tradicional pero no necesariamente correcta, las construcciones con vigas cajón abiertas y múltiples vigas cajón de acero se diseñan sin considerar los gradientes de temperatura, es decir,  $\gamma_{TG} = 0,0$ .

Las aplicaciones más comunes de hormigón pretensado en los puentes viga de acero son los postensados transversales de los tableros y del cabezal integral de las pilas en el que los cables atraviesan las almas de las vigas. Cuando un tablero compuesto es pretensado longitudinalmente, los conectores de corte transfieren la fuerza al acero. Los efectos de la contracción y la fluencia lenta a largo plazo deben ser evaluados en los conectores de corte para asegurar que la viga compuesta sea capaz de admitir el pretensado durante la vida de servicio del puente. La contribución de las deformaciones a largo plazo del vertido de cierre entre los paneles prefabricados del tablero, que han sido por años reductores de la contracción y la fluencia lenta, puede necesitar de una evaluación.

El efecto de Poisson reconoce el pandeo del hormigón cuando se somete a pretensado. Cuando se utiliza en las trabes portantes, el postesado genera un esfuerzo de tracción transversal por dicho efecto Poisson que resulta en una tensión longitudinal en las vigas de acero.

La Tabla 3.4.1-2 no especifica un factor de carga para el empuje pasivo lateral, ya que estrictamente el empuje pasivo lateral del suelo es una resistencia y no una carga. En el

Artículo 10.5.5.2.2. se discute la selección de un factor de resistencia para el empuje pasivo lateral.

Las cargas explosivas se consideran como caso de evento extremo de carga. Sin embargo, no existe suficiente información al momento de escribir este Artículo para determinar qué otras cargas se deben combinar con las cargas de explosión y los factores adecuados de carga.

### **C 3.4.2. Factores de carga para cargas constructivas**

#### **C 3.4.2.1. Evaluación en el estado límite de resistencia**

Los factores de carga aquí presentados no deberán aliviarle al Contratista de la responsabilidad por la seguridad y el control de daños durante la construcción.

Las cargas constructivas son cargas permanentes y cargas que actúan sobre la estructura sólo durante la construcción. Las cargas constructivas incluyen el peso del equipamiento, como máquinas de acabado del tablero, o las cargas aplicadas a la estructura a través del apuntalamiento u otros soportes temporales. A menudo, las cargas constructivas no se conocen con precisión en el momento de diseño, sin embargo, la magnitud y la ubicación de estas cargas consideradas en el diseño se deben tener en cuenta en el pliego de condiciones.

#### **C 3.4.2.2. Evaluación de la flecha en el estado límite de servicio (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 3.4.3. Factores de carga para las fuerzas de gateado y postesado**

#### **C 3.4.3.1. Fuerzas de gateado (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.4.3.2. Fuerza para las zonas de anclaje de postesado (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 3.4.4. Factores de carga para tableros ortótropos**

La evaluación del rango máximo de tensiones en la soldadura de la vigueta al tablero, así como en la vecindad del corte para este tipo de detalle, ha demostrado que el uso de un factor de carga de **1,5** para **LL** es poco conservador. Para la soldadura de la vigueta al tablero y cuando se use un corte para aliviar las tensiones secundarias impartidas por la rotación de la vigueta con relación a la viga de piso, el factor  $\gamma_{LL}$  se debe incrementar a **2,25** (Connor, 2002). El factor incrementado de carga para el estado Fatiga **I** se basa en la monitorización del espectro de rango de tensiones en tableros ortótropos. Los estudios indican que la relación entre el intervalo de esfuerzos máximos y el intervalo de esfuerzos efectivos se incrementa en comparación con vigas estándares para puentes. Esto se debe a un número de factores tales como ruedas pesadas ocasionales y a reducción de la distribución de carga local que ocurre en los elementos del tablero. Este Reglamento produce una relación que es consistente con los hallazgos originales del Report 299 del NCHRP (Moses et al., 1987).

## **C 3.5. CARGAS PERMANENTES**

### **C 3.5.1. Cargas permanentes: DC, DW y EV**

La Tabla 3.5.1-1 contiene un listado de pesos unitarios tradicionales. El peso unitario de los materiales granulares depende de su grado de compactación y del contenido de agua. El peso unitario del hormigón depende fundamentalmente del peso unitario de los agregados, el cual varía según la ubicación geológica y aumenta con la resistencia a la compresión del hormigón. El peso unitario del hormigón armado generalmente se toma **0,80 kN/m<sup>3</sup>** mayor que el peso unitario del hormigón simple. El peso de los rieles para tránsito, etc., solamente se debe utilizar a los efectos del diseño preliminar.

### **C 3.5.2. Cargas de suelo: EH, ES y DD (Este Artículo no tiene comentario)**

## **C 3.6. SOBRECARGAS**

### **C 3.6.1. Sobrecargas gravitatorias: LL y PL**

#### **C 3.6.1.1. Sobrecarga vehicular**

##### **C 3.6.1.1.1. Número de carriles de diseño**

No es la intención de este Artículo alentar la construcción de puentes con carriles de circulación angostos. Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y banquetas adecuadas.

##### **C 3.6.1.1.2. Presencia de múltiples sobrecargas**

Los factores de presencia múltiple están incluidos en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados. Las ecuaciones se basan en la evaluación de diferentes combinaciones de carriles cargados con sus correspondientes factores de presencia múltiple, y su intención es considerar el caso más desfavorable posible. Cuando los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 especifican el uso de la regla de la palanca, el Proyectista debe determinar el número y la ubicación de los vehículos y carriles y, por lo tanto, debe incluir el factor de presencia múltiple. En otras palabras, si se requiere un diagrama para determinar la distribución de las cargas, el Proyectista tiene la responsabilidad de incluir factores de presencia múltiple y de seleccionar el caso más desfavorable posible. El factor **1,20** de la Tabla 3.6.1.1.2-1 ya está incluido en las ecuaciones aproximadas y se lo debe eliminar para analizar la fatiga.

El valor mayor que **1,0** de la Tabla 3.6.1.1.2-1 se debe a que fueron calibradas en base a pares de vehículos y no en base a un único vehículo. Por lo tanto, aunque haya un único vehículo sobre el puente, este único vehículo puede ser más pesado que cada uno de los vehículos de un par y aún así tener la misma probabilidad de ocurrencia.

El hecho de considerar las cargas peatonales como un “**carril cargado**” a los efectos de determinar un factor de presencia múltiple (**m**) se basa en la hipótesis de que la probabilidad de la presencia simultánea de una carga peatonal densa junto con una sobrecarga de diseño, cuyo período de recurrencia es de **75 años**, es remota. A los fines de este requisito, se ha supuesto que si un puente se utiliza como punto panorámico durante ocho horas cada año por un tiempo total de alrededor de un mes, la sobrecarga a combinar con la misma tendría un período de recurrencia de un mes. Esto se puede aproximar razonablemente usando los factores de presencia múltiple, aún cuando estos factores originalmente fueron desarrollados para sobrecarga vehicular.

Por ejemplo, si un elemento soporta una vereda y un carril de sobrecarga vehicular, el elemento se debe analizar para la sobrecarga vehicular solamente con **m = 1,20** y para las cargas peatonales combinadas con la sobrecarga vehicular con **m = 1,0**. Si un elemento

soporta una vereda y dos carriles de sobrecarga vehicular, el elemento se debe analizar para las siguientes condiciones:

- Un carril de sobrecarga vehicular,  $m = 1,20$ ;
- El mayor valor entre el carril más significativo de sobrecarga vehicular y las cargas peatonales o dos carriles de sobrecarga vehicular, aplicando  $m = 1,0$  al caso determinante; y
- Dos carriles de sobrecarga vehicular más las cargas peatonales,  $m = 0,85$ .

El factor de presencia múltiple  $m = 1,20$  para un único carril no se aplica a las cargas peatonales. Por lo tanto, el caso de las cargas peatonales sin la sobrecarga vehicular es un subconjunto del segundo ítem de la lista anterior.

Los factores de presencia múltiple de la Tabla 3.6.1.1.2-1 fueron desarrollados en base a un tránsito medio diario de camiones (**ADTT**) de **5000** camiones en una dirección. En sitios con menor **ADTT** la solicitud resultante de considerar el número adecuado de carriles se puede reducir de la siguiente manera:

- Si  $100 \leq ADTT \leq 1000$  se puede utilizar el **95 por ciento** de la solicitud especificada; y
- Si  $ADTT < 100$  se puede utilizar el **90** por ciento de la solicitud especificada.

Este ajuste se basa en la reducida probabilidad de que se produzca el evento de diseño durante un período de diseño de **75 años** si el volumen de camiones es reducido.

#### **C 3.6.1.2. Sobrecarga vehicular de diseño**

A efectos de obtener resultados que no reduzcan la fiabilidad de la red de puentes existente en la República Argentina, y a partir del análisis desarrollado por el Ing. Victorio Hernández Balat, et al., 2011, este Reglamento adopta la sobrecarga vehicular de diseño de las Especificaciones AASHTO 2012, pero incrementada en un **60%**. La designación de la sobrecarga utilizada en este Reglamento, y a efectos de diferenciar con aquella dada en las Especificaciones AASHTO 2012, será **HL-13\_AR**.

##### **C 3.6.1.2.1. Requisitos generales**

Para un sitio específico se podría considerar en modificar el camión de diseño, el tándem de diseño y/o la carga de carril de diseño si se dan las siguientes condiciones:

- La carga legal de una jurisdicción dada es significativamente mayor que el valor típico;
- Se anticipa que el camino soportará porcentajes de tránsito de camiones inusualmente elevados;
- Un elemento de control de flujo, como por ejemplo una señal de pare, semáforo o casilla de peaje, provoca la acumulación de camiones en ciertas áreas de un puente o que el flujo de camiones no sea interrumpido por tránsito liviano; o

- Debido a la ubicación del puente las cargas industriales especiales son habituales.

Ver también los comentarios en el Artículo C 3.6.1.3.1.

Este modelo de sobrecarga, consistente en un camión o en un tándem superpuesto con una carga uniformemente distribuida, fue desarrollado como una representación ideal del corte y momento producidos por un grupo de vehículos habitualmente permitidos en las carreteras de varios estados de EEUU bajo excepciones a las reglamentaciones sobre peso admisible establecidas para el caso de “situaciones preexistentes”. Los vehículos considerados representativos de estas excepciones se determinaron en base a un estudio realizado por el “Consejo de Investigación del Transporte” (Transportation Research Board, Cohen, 1990). El modelo de carga se denomina “ideal” porque no es su intención representar ningún tipo de camión en particular.

En el desarrollo inicial del modelo de sobrecarga ideal no se intentó relacionar las cargas que requieren permisos especiales y escolta, las sobrecargas ilegales ni los permisos especiales de corta duración. Posteriormente los momentos y cortes se compararon con los resultados de estudios con peso de camiones (Csagoly and Knobel, 1981; Nowak, 1992), datos seleccionados de peso en movimiento (WIM, Weight In Motion) y el modelo de sobrecarga del “Código de Diseño de Puentes Carreteros de Ontario” (Ontario Highway Bridge Design Code, OHBDC, 1991). Estas comparaciones mostraron que la carga ideal se podía escalar aplicando factores de carga adecuados para que fuera representativa de estos otros espectros de carga.

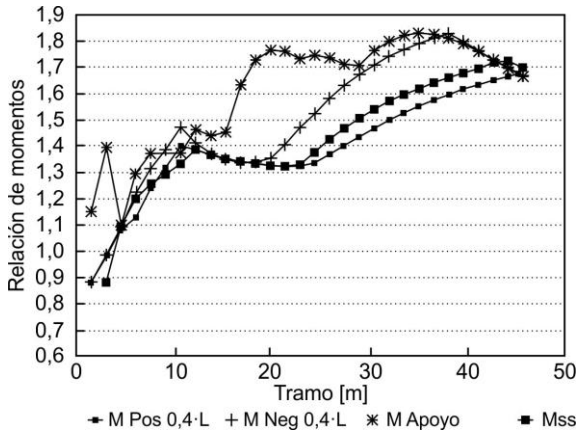
En las Figuras C 3.6.1.2.1-1 a C 3.6.1.2.1-6 se aplica la siguiente nomenclatura. Estas figuras muestran los resultados de estudios de sobrecargas realizados para dos tramos continuos iguales o para tramos simples:

<b><math>M_{POS\ 0,4-L}</math></b>	= momento positivo en el punto <b>4/10</b> en cualquiera de los tramos
<b><math>M_{NEG\ 0,4-L}</math></b>	= momento negativo en el punto <b>4/10</b> en cualquiera de los tramos
<b><math>M_{APOYO}</math></b>	= momento en el apoyo interior
<b><math>V_{ab}</math></b>	= corte adyacente a cualquiera de los apoyos exteriores
<b><math>V_{ba}</math></b>	= corte adyacente al apoyo interior
<b><math>M_{ss}</math></b>	= momento a mitad de tramo en un tramo simplemente apoyado

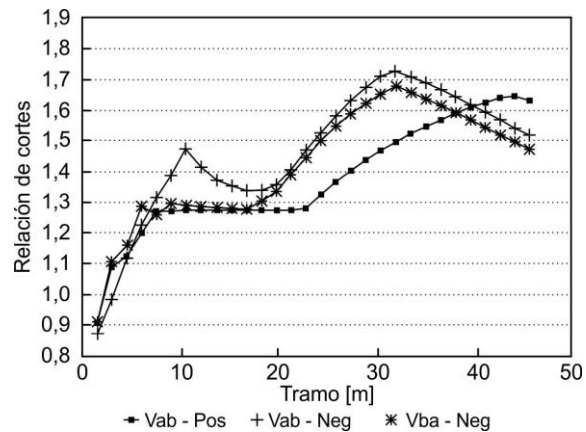
Un “tramo” es la longitud del tramo simple o de uno de los dos tramos continuos. La comparación se realizó calculando las relaciones entre las solicitaciones producidas ya sea en vigas de un solo tramo o en vigas continuas de dos tramos. Una relación mayor que **1,0** indica que uno o más de los vehículos no considerados o excluidos produce una solicitación mayor que la carga **HS20**. Las figuras indican el grado en que las cargas excluidas se desvían de la carga **HS** designada, por ejemplo, **HS25**.

Las Figuras C 3.6.1.2.1-1 y C 3.6.1.2.1-2 muestran comparaciones de corte y momento entre la envolvente de solicitaciones provocadas por **22 configuraciones** de camiones elegidas de manera que fueran representativas de los vehículos excluidos y por la carga **HS20**, ya sea el camión **HS20** o la carga del carril, o la carga interestatal consistente en dos ejes de **110 kN** con una separación de **1,2 m**, tal como se utilizaba en ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares de AASHTO. La mayor y la menor de las **22 configuraciones** se pueden encontrar en Kulicki and Mertz (1991). En el caso de

momento negativo en un apoyo interior, los resultados presentados se basan en dos vehículos excluidos idénticos en tándem y separados al menos **15 m**.



**Figura C 3.6.1.2.1-1. Relaciones de momento: Vehículos excluidos sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110 kN a 1,20 m.**



**Figura C 3.6.1.2.1-2. Relaciones de corte: Vehículos excluidos sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110 kN a 1,20 m.**

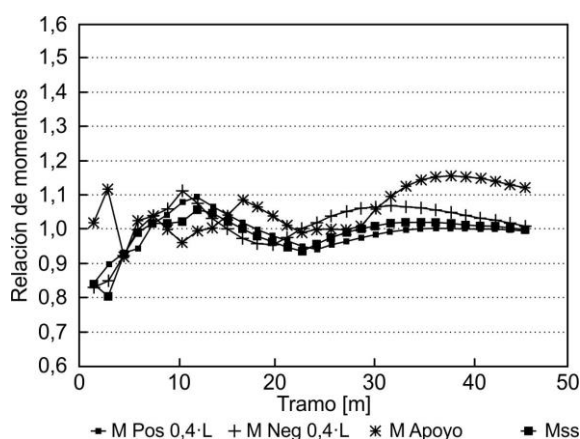
Las Figuras C 3.6.1.2.1-3 y C 3.6.1.2.1-4 muestran comparaciones entre las solicitaciones producidas por un único camión excluido en cada carril y el modelo de carga ideal, excepto para momento negativo, para cuyo caso se usaron vehículos excluidos tipo tándem. En el caso de momento negativo en un apoyo, los requisitos del Artículo 3.6.1.3.1 que requieren investigar el **90 por ciento** de la solicitación provocada por dos camiones de diseño, más el **90 por ciento** de la carga de carril de diseño, se han incluido en las Figuras C 3.6.1.2.1-3 y C 3.6.1.2.1-5.

Comparando con las Figuras C 3.6.1.2.1-1 y C 3.6.1.2.1-2 se puede observar que los rangos de relaciones están agrupados de manera más próxima:

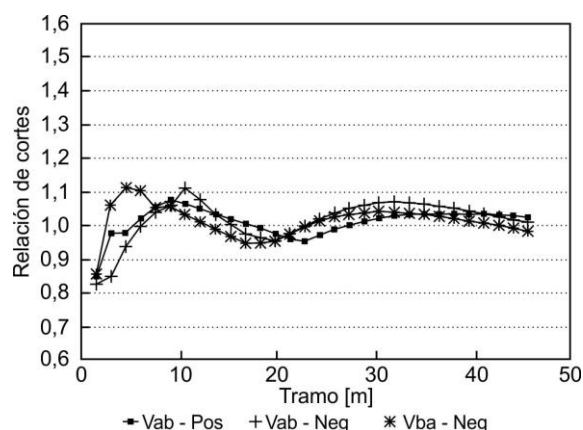
- En el rango de longitudes del tramo,
- Tanto para corte como para momento, y
- Tanto para un tramo simple como para tramos continuos.

La agrupación más próxima implica que el modelo de carga ideal con un único factor de carga es de aplicabilidad generalizada.



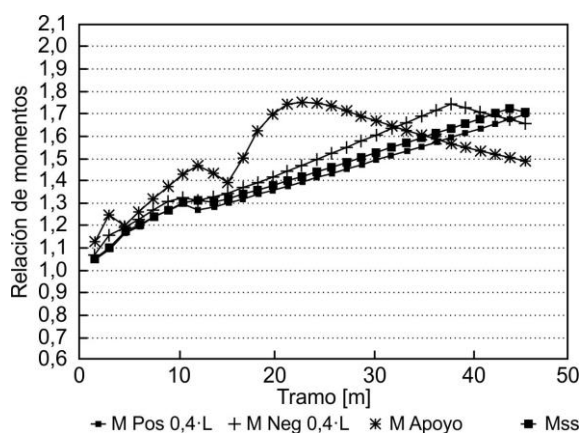


**Figura C 3.6.1.2.1-3. Relaciones de momento: Vehículos excluidos sobre modelo ideal.**

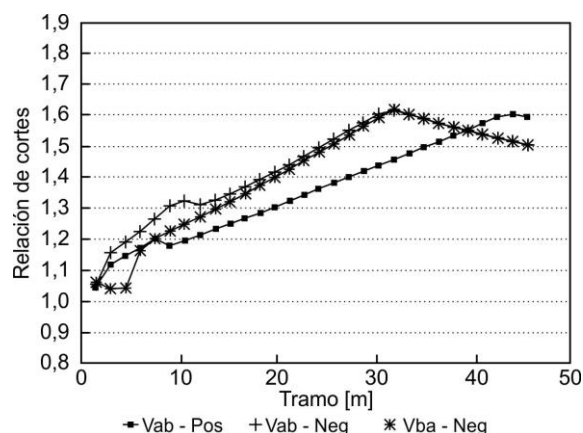


**Figura C3.6.1.2.1-4 – Relaciones de corte: Vehículos excluidos sobre modelo ideal.**

Las Figuras C 3.6.1.2.1-5 y C 3.6.1.2.1-6 muestran las relaciones entre las solicitaciones producidas por el modelo de cargas ideal y el mayor valor entre el camión **HS20** o la carga del carril, o la Carga Militar Alternativa (EEUU).



**Figura C 3.6.1.2.1-5. Relaciones de momento: Modelo ideal sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110 kN a 1,20 m.**



**Figura C 3.6.1.2.1-6. Relaciones de corte: Modelo ideal sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110 kN a 1,20 m.**

Al estudiar las Figuras C 3.6.1.2.1-5 y C 3.6.1.2.1-6 se debe observar que la solicitación total de diseño también es función del factor de carga, el modificador de las cargas, la distribución de las cargas y el incremento por carga dinámica.

**C 3.6.1.2.2. Camión de diseño (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 3.6.1.2.3. Tándem de diseño (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 3.6.1.2.4. Carga de carril de diseño (Este Artículo no tiene comentario)**

#### C 3.6.1.2.5. Área de contacto de los neumáticos

Esta carga se aplica solamente al camión y tándem de diseño. Si se utilizan otros vehículos de diseño, el Proyectista deberá determinar el área de contacto de los neumáticos.

A modo de guía para otros camiones de diseño, el área de contacto de los neumáticos en  $m^2$  se puede calcular a partir de las siguientes dimensiones:

$$\text{Ancho del neumático } [m] = P / 140$$

$$\text{Longitud del neumático } [m] = 0,163 \gamma (1 + IM)$$

donde:

$\gamma$  factor de carga.

$IM$  porcentaje de incremento por carga dinámica.

$P$  carga de rueda de diseño, en kN.

#### C 3.6.1.2.6. Distribución de las cargas de rueda a través de rellenos de suelo

En Poulos and Davis (1974), NAVFAC DM-7.1 (1982) y en los textos de Mecánica de Suelos, se pueden encontrar soluciones elásticas para calcular las presiones que se producen en un semiespacio infinito cuando se aplican cargas en la superficie del terreno.

Esta aproximación es similar a la regla de los **60°** presentada en numerosos textos de Mecánica de Suelos. Las dimensiones del área de contacto de los neumáticos se determinan en la superficie en base a un incremento por carga dinámica del **33 por ciento** a una profundidad nula.

Estas dimensiones se proyectan a través del suelo tal como se especifica. La intensidad de la presión en la superficie se basa en la carga de las ruedas sin incremento por carga dinámica. A la presión en el área proyectada se agrega un incremento por carga dinámica. El incremento por carga dinámica también varía en función de la profundidad, tal como se especifica en el Artículo 3.6.2.2. Cuando corresponda se debe aplicar la carga de carril de diseño y también los factores de presencia múltiple.

Este requisito se aplica a las losas de alivio debajo del nivel del terreno y a las losas superiores de las alcantarillas cajón.

Tradicionalmente, el efecto de la sobrecarga en rellenos de profundidades menores a **0,60 m** ha sido despreciado. Investigaciones (McGrath, et al. 2004) han demostrado que en el diseño de secciones cajón se permite la distribución de la sobrecarga en el relleno, en dirección paralela al tramo, proporcionando un modelo de diseño más preciso para predecir el momento, el empuje, y las fuerzas de corte. El Artículo 4.6.2.10 proporciona los requisitos para analizar el efecto en rellenos poco profundos.

#### C 3.6.1.3. Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño

##### C 3.6.1.3.1. Requisitos generales

Para obtener los valores extremos se superponen las solicitaciones debidas a una secuencia de ejes y la carga del carril. Esto es un cambio respecto del enfoque tradicional

de AASHTO, donde para obtener las solicitaciones extremas se disponía ya sea el camión o la carga del carril más una carga concentrada adicional.

No se interrumpe la carga del carril para hacer lugar a las secuencias de ejes del tándem de diseño o el camión de diseño; para obtener las solicitaciones extremas sólo es necesario realizar interrupciones en el caso de patrones de cargas tipo parche.

Las cargas de diseño ideales se basaron en la información descrita en el Artículo C 3.6.1.2.1, que contenía datos sobre vehículos de tipo “low boy” con pesos de hasta **490 kN**. Si se considera probable que haya múltiples carriles con versiones más pesadas de este tipo de vehículo, se debe investigar el momento negativo y las reacciones en los apoyos interiores para pares de tándemes de diseño separados entre **8 m** y **12 m**, en combinación con la carga de carril de diseño especificada en el Artículo 3.6.1.2.4. Los tándemes de diseño se deben ubicar en tramos adyacentes para generar la máxima solicitación. Se debe utilizar el **100 por ciento** de la solicitación combinada correspondiente a los tándemes de diseño y la carga de carril de diseño. Esto es consistente con el Artículo 3.6.1.2.1 y no se debe considerar como un reemplazo de la Combinación de Cargas para el Estado Límite de Resistencia **II**.

Sólo se deben cargar aquellas áreas o partes de áreas que contribuyen a la misma solicitación extrema investigada. La longitud cargada se debe determinar mediante los puntos donde la superficie de influencia se encuentra con el eje del carril de diseño.

Si hay una vereda que no está separada de la calzada mediante una barrera anti choque, se debe considerar la posibilidad de que los vehículos se puedan montar sobre la vereda.

#### **C 3.6.1.3.2. Carga para la evaluación opcional de la flecha por sobrecarga**

Las Especificaciones AASHTO actuales prescriben en 3.6.1.3.2:

“Si el Propietario invoca el criterio optativo referente a la flecha por sobrecarga especificado en el Artículo 2.5.2.6.2, la flecha se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La debida solamente al camión de diseño, o
- La debida al **25 por ciento** del camión de diseño considerado juntamente con la carga de carril de diseño.”

Por su parte, en C 3.6.1.3.2 comenta:

“Como se indica en el Artículo C 2.5.2.6.1, la flecha por sobrecarga es un tema relacionado con la serviciabilidad y no con la resistencia. La experiencia recogida en puentes diseñados bajo ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares de AASHTO indica que la flecha por sobrecarga en sí misma no produce efectos adversos. Por lo tanto, no parece haber motivo para exigir que los criterios anteriores sean comparados con una flecha basada en la mayor sobrecarga exigida por estas Especificaciones. La intención de los requisitos del presente artículo es lograr flechas aparentes por sobrecargas similares a las usadas en el pasado por AASHTO. El camión de diseño actual es idéntico al **HS20** de las Especificaciones Estándares anteriores. Para las longitudes de tramo en las cuales la carga de carril de diseño es determinante, la carga de carril de diseño junto con el **25 por ciento** del camión de diseño, es decir tres cargas concentradas con un total de alrededor de **80 kN**, es similar a la carga de carril anterior con su carga concentrada única de **80 kN**.”

Consistentemente con este criterio, y al no existir en anteriores reglamentos argentinos prescripciones sobre este punto, se considera razonable adoptar para este aspecto la sobrecarga AASHTO sin modificaciones, es decir, la sobrecarga **HL-13\_AR** dividida por **1,6** ( $1/1,6 \approx 0,63$ ;  $25/1,6 \approx 16$ ).

#### **C 3.6.1.3.3. Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros y losas superiores de alcantarillas cajón**

Este Artículo aclara cuáles son las cargas de rueda a emplear en el diseño de tableros de puentes, puentes losa, y losas superiores de alcantarillas cajón.

La carga de diseño es siempre una carga de eje; no se deberán considerar cargas de una sola rueda.

El camión y tándem de diseño sin la carga de carril y con un factor de presencia múltiple de **1,2** generan solicitaciones de diseño que son similares a las solicitaciones de diseño utilizando especificaciones previas para rangos típicos de longitudes de alcantarillas cajón. Los propietarios pueden escoger el desarrollo de otros pesos de ejes y configuraciones al capturar las solicitaciones de las cargas actuales en sus jurisdicciones basado sobre la carga legal local y reglamentaria. Las configuraciones de los triples ejes de un único vehículo han sido observadas por tener solicitaciones superiores a los generados por las cargas de ejes del tándem **HL-13\_AR**.

Teóricamente es posible que en uno de los carriles la solicitación extrema fuera provocada por un eje de **232 kN** mientras que en un segundo carril fuera provocada por un tándem de **352 kN**, pero para el diseño práctico este grado de sofisticación es innecesario.

#### **C 3.6.1.3.4. Carga para el voladizo lateral del tablero**

Se ha observado que las barreras estructuralmente continuas son efectivas para distribuir las cargas de rueda en los voladizos. En este requisito está implícita la suposición que el semipeso de **176 kN** de un tándem de diseño se distribuye en una distancia longitudinal de **7,6 m**, y que en el extremo del puente hay una viga transversal u otro componente adecuado soportando la barrera y que está diseñado para el semipeso del tándem. Este requisito no se puede aplicar si la barrera no es estructuralmente continua.

#### **C 3.6.1.4. Carga de fatiga**

##### **C 3.6.1.4.1. Magnitud y configuración**

Para tableros metálicos ortótropos, la carga de rueda que gobierna de **116 kN** se debe modelar con mayor detalle como dos ruedas de **58 kN** estrechamente separadas **1,20 m** entre sí, para reflejar con mayor precisión un moderno camión remolque con ejes traseros en tándem. Más aún, estas cargas de rueda se deben distribuir sobre el área de contacto especificada (**0,50 m** de ancho  $\times$  **0,25 m** de longitud para ejes traseros y cuadrada de **0,25 m** de lado para ejes delanteros), los cuales se aproximan mejor a las presiones reales aplicadas por una unidad de doble llanta (Kulicki and Mertz, 2006; Nowak, 2008). Nótese que las ruedas delanteras más pequeñas, de **0,25 m  $\times$  0,25 m**, pueden ser la carga que controle el diseño por fatiga de muchos detalles de tableros ortótropos.

Esta carga se debe colocar longitudinalmente y transversalmente sobre el tablero del puente, ignorando los carriles, para obtener el peor esfuerzo o deformación, según corresponda.

##### **C 3.6.1.4.2. Frecuencia**

Debido a que el estado límite de fatiga y fractura se define en términos de ciclos variación de tensión acumulados, no es suficiente especificar sólo la carga. Se debe especificar la carga junto con la frecuencia de ocurrencia de la misma.

A los fines del presente Artículo, un camión se define como cualquier vehículo con más de dos ejes o cuatro ruedas.

El **ADTT** (Average Daily Truck Traffic) corresponde al carril por el cual la mayoría de los camiones atraviesan el puente. En un puente típico sin rampas cercanas para ingreso/salida, el carril del lado de la banquina lleva la mayor parte del tránsito de camiones. Como para un puente los patrones de tránsito futuro son inciertos, se supone que la frecuencia de la carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles.

La consulta con los ingenieros de tránsito con respecto a cualquier direccionalidad del tránsito de camiones puede llevar a la conclusión de que una dirección tiene más de la mitad de la **ADTT** bidireccional. Si estos datos no están disponibles por los ingenieros de tránsito, se sugiere el diseño con un **55 %** de la **ADTT** bidireccional.

El valor de **ADTT<sub>SL</sub>** (Single-Lane Average Daily Truck Traffic) se determina bajo la consulta de los ingenieros de tránsito. Sin embargo, los datos de crecimiento del tránsito no se prevén para la vida de diseño del puente, las especificaciones adoptan **75 años** a menos que se especifique lo contrario por el Propietario. Existen técnicas para extrapolar los datos disponibles, tales como la curva de tasa de crecimiento de ajuste frente al tiempo y el uso de distribuciones de valores extremos, pero se requiere algún juicio. Investigaciones realizadas indican que el tránsito medio diario **ADT** (Average Daily Traffic), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente **20000 vehículos** por carril y por día. Al estimar el **ADTT** se debe considerar este valor limitante. El **ADTT** se puede determinar multiplicando el **ADT** por la fracción de camiones en el tránsito. En ausencia de datos específicos sobre el tránsito de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla C 3.6.1.4.2-1.

**Tabla C3.6.1.4.2-1. Fracción de camiones en el tránsito**

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tránsito
Rural	0,20
Urbana	0,15

#### **C 3.6.1.4.3. Distribución de cargas para fatiga**

##### **C 3.6.1.4.3a. Métodos refinados**

Si se pudiera asegurar que durante la totalidad de la vida de servicio del puente los carriles de circulación permanecerán tal como fueron indicados en el momento de su inauguración, sería más adecuado colocar el camión en el centro del carril de circulación que produce el mayor rango de tensiones en el detalle considerado. Pero, debido a que los patrones de tránsito futuros del puente son inciertos y con el objetivo de minimizar el número de cálculos requeridos al Proyectista, la posición del camión se independiza de la ubicación tanto de los carriles de circulación como de los carriles de diseño.

##### **C 3.6.1.4.3b. Métodos aproximados (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.6.1.5. Cargas de tránsito ferroviario**

Si el tránsito ferroviario está diseñado de manera que ocupa un carril exclusivo, en el diseño del puente se deberán incluir las cargas ferroviarias, pero el puente no deberá tener menor resistencia que si hubiera sido diseñado como un puente carretero de igual ancho. Si está diseñado de manera que el tránsito ferroviario se mezcla con el tránsito carretero normal, el Propietario deberá especificar o aprobar una combinación de tránsito ferroviario y cargas viales adecuadas para el diseño.

Las características de la carga ferroviaria pueden incluir:

- Cargas,
- Distribución de las cargas,
- Frecuencia de las cargas,
- Incremento por carga dinámica, y
- Requisitos dimensionales.

#### **C 3.6.1.6. Cargas peatonales**

Para la aplicación de cargas peatonales en combinación con la sobrecarga vehicular, ver los requisitos del Artículo C 3.6.1.1.2.

#### **C 3.6.1.7. Cargas sobre barandas (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 3.6.2. Incremento por carga dinámica: *IM***

#### **C 3.6.2.1. Requisitos generales**

El trabajo de Page (1976) contiene los fundamentos de algunos de estos requisitos.

El incremento por carga dinámica (*IM*) de la Tabla 3.6.2.1-1 es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento.

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y delaminaciones, y
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo.

Ensayos realizados in situ indican que en la mayor parte de los puentes carreteros la componente dinámica de la respuesta no supera el **25 por ciento** de la respuesta elástica a los vehículos. Esto constituye la base del incremento por carga dinámica con la excepción referida a las juntas del tablero. Sin embargo, la combinación especificada, sobrecarga de camión de diseño más carga del carril, representa un grupo de vehículos

excluidos que produce solicitaciones como mínimo iguales a **4/3** de las causadas solamente por el camión de diseño en los puentes cortos y de mediana longitud. El valor de **33 por ciento** especificado en la Tabla 3.6.2.1-1 es el producto de **4/3** por el **25 por ciento** básico.

En términos generales, la amplificación dinámica de los camiones sigue las siguientes tendencias generales:

- A medida que aumenta el peso del vehículo disminuye la amplificación aparente.
- Múltiples vehículos producen una menor amplificación dinámica que un único vehículo.
- Un mayor número de ejes provoca una menor amplificación dinámica.

Para el caso de los vehículos pesados de circulación restringida que tienen más ejes que el camión de diseño se podría reducir el incremento por carga dinámica. Un estudio sobre efectos dinámicos presentado en un informe del Grupo de Trabajo sobre Calibración (Nowak 1992), contiene detalles sobre la relación entre el incremento por carga dinámica y la configuración de los vehículos.

Este Artículo reconoce el efecto amortiguador del suelo cuando está en contacto con algunos componentes estructurales enterrados, tales como las zapatas. Para poder ser considerado como libre de impactos, la totalidad del componente debe estar enterrado. A los fines de este Artículo, se considera que un elemento utilizado como sostenimiento está enterrado hasta la parte superior del relleno.

#### **C 3.6.2.2. Componentes enterrados (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.6.2.3. Componentes de madera (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.6.3. Fuerzas centrífugas: CE**

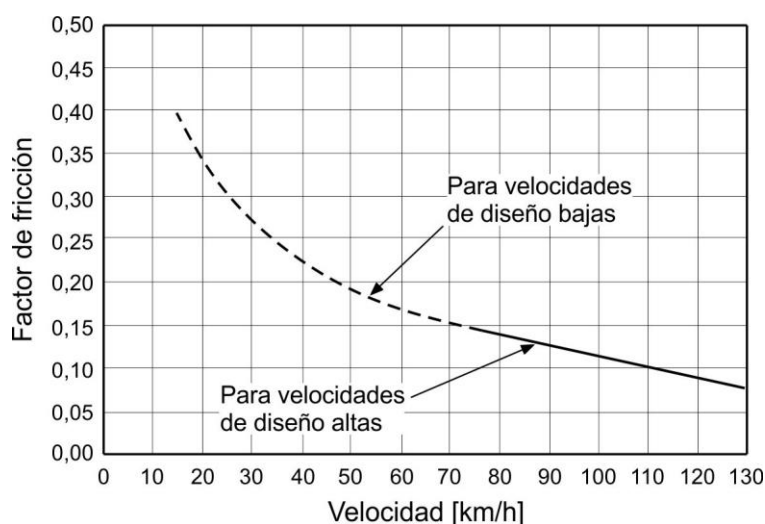
Al calcular la fuerza centrífuga se desprecia la carga de carril de diseño, ya que se supone que a alta velocidad la separación de los vehículos es grande, y por lo tanto la densidad de vehículos detrás y/o delante del camión de diseño es baja. Para todas las otras consideraciones de sobrecarga con excepción de fatiga, se considera la carga de carril de diseño a pesar de que el efecto centrífugo no se aplica en él.

Sin embargo, la combinación de sobrecarga especificada, que incluye el camión y la carga de carril de diseño, representa un grupo de vehículos excluidos que produce solicitaciones como mínimo iguales a **4/3** de las provocadas solamente por el camión de diseño en puentes cortos y de mediana longitud. Esta relación se indica en la Ecuación 3.6.3-1 para los estados límite de servicio y resistencia. Para el estado límite de fatiga y fractura, el factor de **1,0** es compatible con el análisis de daño acumulativo. La disposición no es técnicamente perfecta, pero modela razonablemente el vehículo excluido representativo viajando a la velocidad de diseño y muy separado de otros. La aproximación atribuida a esta conveniente representación es aceptable dentro del marco de la incertidumbre de la fuerza centrífuga provocada por patrones de tránsito aleatorios.

$$1,00 \text{ m/s} = 3,60 \text{ km/h}$$

La Tabla 3.6.3-1 fue desarrollada considerando que:

- El límite superior del factor de fricción es el punto en el que el neumático comienza a resbalar; esto se conoce como el punto de deslizamiento inminente. De esta manera este coeficiente es función de la velocidad de diseño, disminuyendo su valor al incrementar dicha velocidad, tal como se puede observar del siguiente gráfico.



Los valores de fricción utilizados en el diseño deben ser sustancialmente menores que el coeficiente de fricción en deslizamiento inminente, de manera de proporcionar un margen de seguridad, condición que se cumpliría al adoptar, para la Ecuación 3.6.3-1, una velocidad de diseño mayor.

- Los porcentajes máximos de peralte que se utiliza en las carreteras son controlados por cuatro factores: **condiciones climáticas** (es decir, la frecuencia y cantidad de nieve y hielo); las **condiciones del terreno** (es decir, plana o montañosa); el tipo de superficie (es decir, rural o urbano); y la **frecuencia de los vehículos**, que si su movimiento es lento su funcionamiento se puede ver afectado si los porcentajes de peralte son elevados. La consideración de estos factores permite concluir que ningún porcentaje máximo de peralte es de aplicación general. El mayor porcentaje de peralte de uso común aplicado a las carreteras es del **10%**, aunque en algunos casos se utiliza el **12%**. Si bien mayores peraltes ofrecen una ventaja para aquellos conductores que viajan a altas velocidades, la práctica actual considera que peraltes superiores al **12%** están fuera de los límites prácticos. Los peraltes superiores al **8%** sólo se utilizan en áreas sin nieve ni hielo. Generalmente, se reconoce que un **8%** de peralte es un valor máximo razonable. Por lo expuesto, se recomienda: (1) varios porcentajes máximos de peralte, en lugar de uno solo, se deberán reconocer para el establecimiento de controles de diseño en las curvas de la carretera, (2) un peralte del **12%** no deberá ser superado, (3) un peralte de **4 o 6 por ciento** es aplicable para el diseño urbano en zonas con poca o ninguna limitación, y (4) el peralte puede ser omitido en las calles urbanas de baja velocidad donde las limitaciones severas están presentes. Para tener en cuenta una amplia gama en la práctica, se presentó en la Tabla 3.6.3-1 cuatro porcentajes máximos de peralte – **6, 8, 10, y 12 por ciento**.

De esta manera al adoptar una velocidad de diseño mayor, para la Ecuación 3.6.3-1, con su correspondiente radio de curvatura, quien este último será mayor que el radio mínimo necesario, permitirá que el peralte, la fricción, o ambos tengan valores por debajo de sus respectivos límites.



Ante situaciones especiales no contempladas aquí, o para profundizar el tema, referirse a la publicación de AASHTO “Una política de diseño geométrico de calles y carreteras” (A Policy on Geometric Design of Highways and Streets).

La fuerza centrífuga también genera un efecto de vuelco sobre las cargas de las ruedas debido a que la fuerza radial se aplica a **1,80 m** por encima de la parte superior del tablero. Por lo tanto, la fuerza centrífuga genera un incremento de la carga vertical en las ruedas ubicadas del lado exterior del puente y una reducción de la carga en las ruedas ubicadas del lado interior del puente. El peralte ayuda a equilibrar el efecto de vuelco debido a la fuerza centrífuga y este efecto beneficioso puede ser considerado. Los efectos de aquellos vehículos que incluyen la fuerza centrífuga deben ser comparados con los efectos generados por los vehículos sin tener en cuenta dicha fuerza centrífuga, y se deberá seleccionar el peor de los casos.

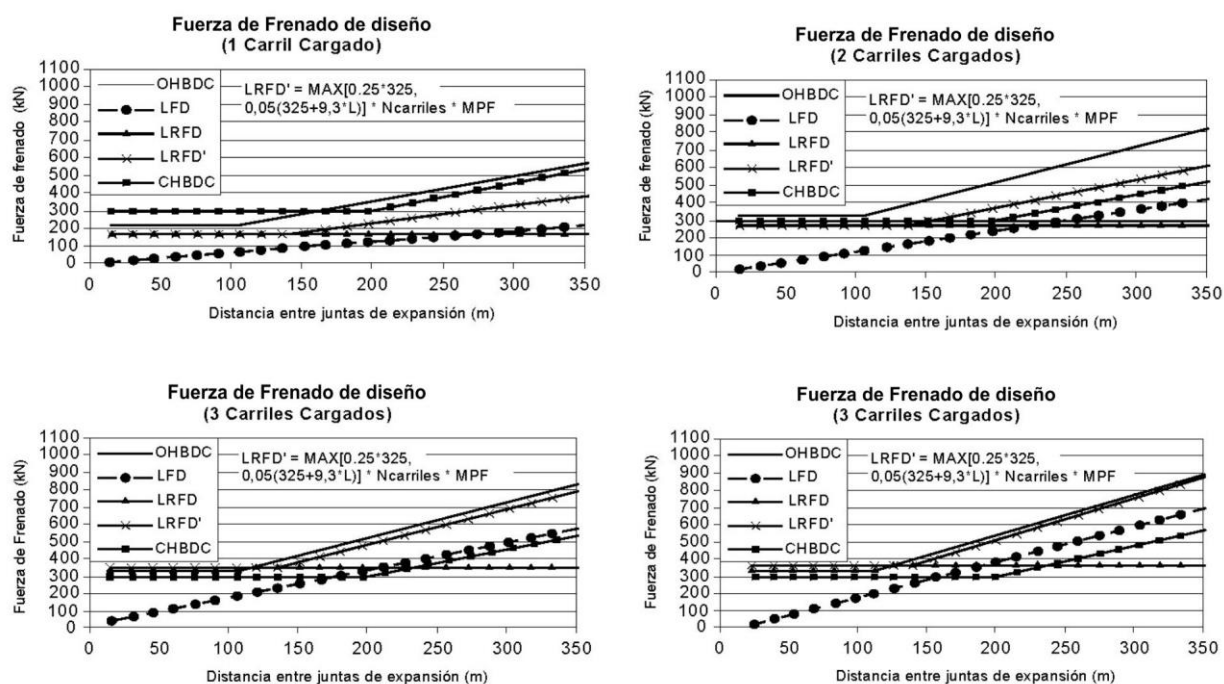
#### **C 3.6.4. Fuerza de frenado: *BR***

En base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado, determinada como una fracción del peso del vehículo, es igual a:

$$b = \frac{v^2}{2 g a} \quad (\text{C 3.6.4-1})$$

Donde ***a*** es la longitud de desaceleración uniforme y ***b*** es la fracción del peso del vehículo. Calculando para una longitud de frenado “***a***” de **125 m** y una velocidad “***v***” de **25 m/s** se obtiene ***b* = 0,25**, para una fuerza horizontal que actuará durante aproximadamente **10 segundos**. El factor ***b*** se aplica a todos los carriles con tránsito en la misma dirección porque todos los vehículos pueden haber reaccionado dentro de este tiempo.

En el caso de puentes cortos y de mediana longitud, la fuerza especificada de frenado puede ser considerablemente mayor que la requerida anteriormente en las Especificaciones Estándares. La fuerza de frenado indicada en las Especificaciones Estándares se remonta al principio de la década del **40**, y no se ha modificado significativamente para tomar en cuenta la capacidad mejorada de frenado de los camiones modernos. Revisando otros códigos de diseño de puentes se observó que para los puentes más habituales en Canadá y Europa la fuerza de frenado requerida por las Especificaciones Estándares es mucho menor que la especificada en esos códigos de diseño. En la Figura C 3.6.4-1 se ilustra esta comparación.



**Figura C 3.6.4-1. Comparación de diferentes modelos de fuerza de frenado**

donde:

- OHBDC** fuerza de frenado de diseño según lo especificado en la tercera edición del “Código para Diseño de Puentes Carreteros de Ontario” (Ontario Highway Bridge Design Code).
- LFD** fuerza de frenado de diseño según lo indicado en las Especificaciones Estándares de AASHTO (Factor de Carga).
- LRFD** fuerza de frenado de diseño según lo especificado en versiones anteriores de las Especificaciones para LRFD (hasta la Edición Interina de 2001).
- LRFD'** fuerza de frenado de diseño según lo especificado en el Artículo 3.6.4.
- CHBDC** fuerza de frenado de diseño según lo especificado en el “Código Canadiense para Diseño de Puentes Carreteros” (Canadian Highway Bridge Design Code).

La parte inclinada de las curvas representa la fuerza de frenado que incluye una fracción de la carga del carril. Esto representa la posibilidad de tener múltiples carriles de vehículos contribuyendo a un mismo evento de frenado en un puente de gran longitud. Aunque la probabilidad de ocurrencia de este evento es baja, incluir una parte de la carga del carril permite considerar este evento para puentes con gran tránsito de camiones y es consistente con otros códigos de diseño.

Debido a que la fuerza de frenado del LRFD es significativamente mayor que la requerida en las Especificaciones Estándares, este tema cobra importancia en los proyectos de rehabilitación diseñados bajo versiones anteriores del código de diseño. En aquellos casos donde se determina que las subestructuras son inadecuadas para resistir las fuerzas

longitudinales incrementadas, se deberán considerar estrategias de diseño y detalles que durante un evento de frenado distribuyan la fuerza de frenado hacia unidades adicionales de la subestructura.

### C 3.6.5. Fuerza de colisión de un vehículo: *CT*

#### C 3.6.5.1. Protección de las estructuras

Cuando el Propietario decide hacer una evaluación de las condiciones del sitio con el fin de aplicar esta disposición, los ingenieros de caminos o de seguridad e ingenieros estructurales deben ser parte de esa evaluación efectuando sus aportes.

La fuerza estática equivalente de **2600 kN** se basa en información obtenida de ensayos de impacto a escala real realizados sobre columnas rígidas impactadas por camiones remolque de **360 kN** a **80 km/h**. En el caso de fustes de columnas individuales, la carga de **2600 kN** se deberá considerar como una carga puntual. Las observaciones de campo indican que las fallas por corte son los principales modos de falla en columnas individuales y que las columnas más vulnerables son aquellas con diámetros iguales o menores a **0,75 m**. En el caso de los muros la carga se puede considerar como una carga puntual o bien se puede distribuir sobre un área adecuada en función del tamaño de la estructura y el vehículo cuyo impacto se anticipa, pero esta área no debe ser mayor que **1,50 m** de ancho por **0,60 m** de alto. Estas dimensiones se determinaron considerando el tamaño del bastidor de un camión.

Se recomienda a los Proyectistas consultar el Manual de Ingeniería Ferroviaria AREMA ("AREMA Manual for Railway Engineering") o las directrices de la compañía ferroviaria local para determinar los requisitos por la colisión de trenes.

A los fines del presente Artículo, una barrera se puede considerar estructuralmente independiente si no transmite cargas al puente.

Ensayos de impacto a escala real han demostrado que algunos vehículos tienen mayor tendencia a inclinarse o cruzar parcialmente sobre una barrera de **1,10 m** de altura que sobre una de **1,40 m**. Este comportamiento permitiría una colisión importante del vehículo con el componente protegido si dicho componente está ubicado a una distancia cercana a la barrera. Si el componente a proteger está a una distancia mayor que aproximadamente **3 m** detrás de la barrera, la diferencia entre las dos alturas especificadas pierde importancia.

Una manera de determinar si las condiciones del lugar permiten la exención de la protección, es evaluar la frecuencia anual de impacto de los vehículos pesados. Con la aprobación del Propietario la frecuencia anual, para que un vehículo pesado impacte un pilar de puente,  $AF_{HPB}$ , se puede calcular como:

$$AF_{HPB} = 2 (ADTT) (P_{HPB}) 365 \quad (C 3.6.5.1-1)$$

donde:

$ADTT$  número de camiones diarios en una dirección.

$P_{HPB}$  probabilidad anual de que un vehículo pesado impacte un pilar de puente.

La Tabla C 3.6.1.4.2-1 se puede utilizar para determinar el  $ADTT$  a partir de los datos  $ADT$  disponibles.

$P_{HBP} = 3,457 \times 10^{-9}$  para calzadas sin división en secciones tangenciales y curvadas horizontalmente

=  $1,090 \times 10^{-9}$  para calzadas divididas en secciones tangenciales

=  $2,184 \times 10^{-9}$  para calzadas divididas en secciones curvadas horizontalmente

No se requiere el diseño por fuerza de colisión vehicular si  $AF_{HBP}$  es menor que **0,0001** para puentes críticos o esenciales o **0,001** para puentes típicos.

La determinación de la frecuencia anual de que un vehículo pesado golpee una pila de puente,  $AF_{HPB}$ , se deriva de los limitados estudios estadísticos realizados por el "Texas Transportation Institute". Debido a lo limitado de los datos, ninguna distinción se ha hecho entre las secciones tangentes y aquellas curvadas horizontalmente para calzadas sin división. Los valores objetivos para  $AF_{HBP}$  son similares a los de fuerzas de colisión de embarcaciones indicadas en el Artículo 3.14.5.

La Tabla C 3.6.5.1-1 proporciona valores resultantes típicos para  $AF_{HBP}$ .

**Tabla C 3.6.5.1-1. Valores típicos de  $AF_{HBP}$**

		Sin división	Sección curvada con división	Sección tangente con división
		$P_{HBP} = 3,457 \times E-9$	$P_{HBP} = 2,184 \times E-9$	$P_{HBP} = 1,090 \times E-9$
ADT (ambas direcciones)	ADTT* (una vía)	$AF_{HPB} = 2 \times ADTT \times 365 \times P_{HBP}$		
1000	50	0,0001	0,0001	0,0000
2000	100	0,0003	0,0002	0,0001
3000	150	0,0004	0,0002	0,0001
4000	200	0,0005	0,0003	0,0002
6000	300	0,0008	0,0005	0,0002
8000	400	0,0010	0,0006	0,0003
12000	600	0,0015	0,0010	0,0005
14000	700	0,0018	0,0011	0,0006
16000	800	0,0020	0,0013	0,0006
18000	900	0,0023	0,0014	0,0007
20000	1000	0,0025	0,0016	0,0008
22000	1100	0,0028	0,0018	0,0009
24000	1200	0,0030	0,0019	0,0010
26000	1300	0,0033	0,0021	0,0010
28000	1400	0,0035	0,0022	0,0011

\* Supone que el **10%** de **ADT** corresponde al tránsito de camiones.

#### **C 3.6.5.2. Colisión de vehículos contra las barreras (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 3.7. CARGAS HIDRÁULICAS: WA**

### C 3.7.1. Presión hidrostática (Este Artículo no tiene comentario)

### C 3.7.2. Flotación

Para el caso de subestructuras que poseen cavidades en las cuales no se puede verificar la presencia o ausencia de agua, se deberá seleccionar la condición que produce la sollicitación más desfavorable.

### C 3.7.3. Acciones producidas por una corriente de agua

#### C 3.7.3.1. En sentido longitudinal

A los fines de este Artículo, “dirección longitudinal” se refiere al eje mayor de una unidad de subestructura.

Desde el punto de vista teórico la expresión correcta de la Ecuación 3.7.3.1-1 es:

$$p = C_D \frac{w}{2g} V^2 \quad (\text{C 3.7.3.1-1})$$

donde:

**w** peso unitario del agua, en kN/m<sup>3</sup>.

**V** velocidad del agua, en m/s.

**g** aceleración gravitacional constante, **9,81 m/s<sup>2</sup>**.

Para su conveniencia, la Ecuación 3.7.3.1-1 reconoce que:  $(2 \cdot g)/w \approx 2$ , sin que la consistencia dimensional se pierda en la simplificación.

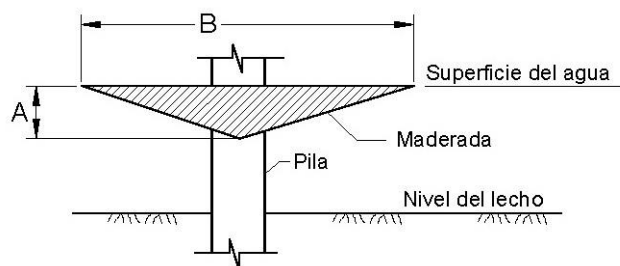
Los coeficientes de arrastre, **C<sub>D</sub>**, y los coeficientes de arrastre lateral, **C<sub>L</sub>**, listados en las Tablas 3.7.3.1-1 y 3.7.3.2-1, fueron adoptados del “Código para Diseño de Puentes Carreteros de Ontario” (Ontario Highway Bridge Design Code, 1991). No se incluyen los coeficientes de arrastre más favorables medidos por algunos investigadores en pilas en forma de cuña con bordes de ataque con ángulos menores que **90°** ya que estos bordes de ataque son más propensos a atrapar residuos.

Los troncos, raíces y otros residuos se pueden acumular en las pilas, bloquear partes del curso de agua y aumentar la presión de flujo que actúa sobre la pila. Esta acumulación depende de la disponibilidad de dichos residuos y de los esfuerzos de mantenimiento realizados para retirarlos. Se puede considerar aumentando criteriosamente tanto la superficie expuesta como la velocidad del agua.

La “Especificación para Diseño de Puentes Carreteros de Nueva Zelanda” (New Zealand Highway Bridge Design Specification) contiene el siguiente requisito que, en ausencia de criterios más específicos para el sitio de emplazamiento, puede ser utilizado a modo de guía:

“Si hay transporte de una cantidad significativa de madera flotante, también se deberá considerar presión hidráulica sobre una maderada de acarreo flotante atascada contra la pila. El tamaño de la maderada deberá ser determinado en base al criterio profesional, pero a modo de guía, la Dimensión **A** de la Figura C 3.7.3.1-1 deberá ser igual a la mitad de la profundidad del agua, pero no mayor que **3 m**. La Dimensión **B** deberá ser igual a la semisuma de las longitudes de los tramos

adyacentes, pero no mayor que **14 m**. La presión se deberá calcular utilizando la Ecuación 3.7.3.1-1, con  **$C_D = 0,5$** .”



**Figura C 3.7.3.1-1. Maderada para el diseño de pilas**

### **C 3.7.3.2. En sentido transversal**

La discusión de la Ecuación 3.7.3.1-1 también se aplica a la Ecuación 3.7.3.2-1.

### **C 3.7.4. Acciones producidas por el oleaje**

Las cargas debidas a la acción del oleaje sobre las estructuras de los puentes se deberán determinar utilizando métodos aceptados de ingeniería. Se deberán considerar las condiciones específicas del sitio de emplazamiento. Para el cálculo de las fuerzas del oleaje se recomienda la última edición de la publicación “Manual de Protección Costera, publicado por el Centro de Investigación de Ingeniería Costera, Departamento del Ejército” (Shore Protection Manual, published by the Coastal Engineering Research Center, Department of the Army).

### **C 3.7.5. Cambios en las condiciones de fundación debidos al estado límite de socavación**

En términos estadísticos, la socavación es la causa más habitual de falla de los puentes carreteros en Estados Unidos.

El Capítulo 2 contiene requisitos referidos a los efectos de la socavación. La socavación en sí misma no constituye una sollicitación, pero al modificar las condiciones de la subestructura puede alterar significativamente las consecuencias de las sollicitaciones que actúan sobre las estructuras.

## **C 3.8. CARGA DE VIENTO: WL y WS**

### **C 3.8.1. Presión horizontal del viento**

#### **C 3.8.1.1. Requisitos generales**

La velocidad básica de diseño del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. Sin embargo, en el caso de barreras de sonido y puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberán investigar las condiciones locales.

Se deberán considerar simultáneamente las presiones sobre los lados a sotavento y barlovento en la dirección del viento supuesta.

Generalmente, la estructura de un puente se debe analizar separadamente bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes a fin de obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y presiones laterales que producen las cargas más críticas sobre la estructura.

La Ecuación 3.8.1.1-1 se basa en la teoría de la capa límite en combinación con observaciones empíricas y representa el enfoque más reciente utilizado para definir velocidades de viento para diferentes condiciones, tal como las empleadas en meteorología. Anteriormente, algunas veces se empleaba una ecuación exponencial para relacionar la velocidad del viento con alturas superiores a **10 m**. Esta formulación se basaba exclusivamente en observaciones empíricas y no tenía ninguna base teórica.

$$V_{DZ} = C V_{10} \left( \frac{Z}{10} \right)^{\alpha} \quad (\text{C 3.8.1.1-1})$$

El propósito del término **C** y el exponente  $\alpha$  era ajustar la ecuación para diferentes condiciones de la superficie a barlovento, similar al uso de la Tabla 3.8.1.1-1. En Liu (1991) y Simiu (1973, 1976) se puede encontrar más información sobre este tema.

Las siguientes descripciones de los términos “terreno abierto”, “área suburbana” y “ciudad” de la Tabla 3.8.1.1-1 han sido obtenidos de ASCE 7-93:

- **Terreno abierto** – Terreno abierto con obstrucciones dispersas de alturas generalmente menores a **10 m**. Esta categoría incluye los terrenos llanos abiertos y las praderas.
- **Área suburbana** – Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones poco separadas del tamaño de una vivienda unifamiliar o mayores. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa predomina en una distancia de al menos **450 m** en la dirección a barlovento.
- **Ciudad** – Centro de grandes ciudades donde al menos el **50 por ciento** de las construcciones tienen una altura superior a **20 m**. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa predomina en una distancia de al menos **800 m** en la dirección a barlovento. Se deberá tener en cuenta los posibles efectos túneles, incrementando las presiones de viento, que se podrían originar si el puente o la estructura están ubicados próximos a estructuras adyacentes.

### C 3.8.1.2. Presión del viento sobre las estructuras: *WS*

#### C 3.8.1.2.1. Requisitos generales

La presión de estancamiento asociada con una velocidad del viento de **45 m/s** es de **1,20 kN/m<sup>2</sup>**, valor significativamente menor que los valores especificados en la Tabla 3.8.1.2.1-1. La diferencia refleja el efecto de ráfaga combinados con los valores utilizados tradicionalmente.

Las presiones especificadas en **kN/m** o **kN/m<sup>2</sup>**, se deberán seleccionar de manera de producir la mayor carga de viento neta sobre la estructura.

Se pueden realizar ensayos en túnel de viento para obtener estimaciones más precisas de las presiones del viento. Si el viento constituye una carga de diseño importante se deberá considerar el uso de estos ensayos.

Debido a la falta de información acerca de la fuerza de viento sobre las barreras de sonido, la presión de viento especificada en el Artículo 15.8.2 para el diseño de barreras de sonido tiene el propósito de producir presiones de viento similares a las utilizadas para el diseño de barreras de sonido (AASHTO, 1989). Tales valores de presiones de viento han producido diseños seguros en el pasado.

En la Tabla 3.8.1.2.1-1 el término “columnas” se refiere a las columnas en la superestructura, como por ejemplo las columnas de descarga en arcos.

#### **C 3.8.1.2.2. Cargas de las superestructuras**

Para los reticulados, columnas y arcos, las presiones básicas del viento especificadas en la Tabla 3.8.1.2.2-1 son la sumatoria de las presiones aplicadas tanto a las áreas a barlovento como a sotavento.

#### **C 3.8.1.2.3. Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.8.1.3. Presión del viento sobre los vehículos: WL**

La experiencia práctica indica que no es probable que haya sobrecargas máximas presentes en el puente cuando la velocidad del viento es superior a **25 m/s**. En la combinación de cargas para Estado Límite de Resistencia **III** el factor de carga correspondiente solamente a viento sobre la estructura sería  $(25/45)^2 \times (1,4) = 0,43$ ; en la combinación de cargas para Estado Límite de Resistencia **V** este valor se ha redondeado a **0,40**. Este factor de carga corresponde a **0,30** para el Estado Límite de Servicio **I**.

La carga de viento de **1,46 kN/m** representa una larga fila de vehículos de pasajeros, combis comerciales y camiones en secuencia aleatoria, expuesta a la velocidad del viento de diseño de **25 m/s**. Esta sobrecarga horizontal, similar a la carga de carril de diseño, sólo se deberá aplicar a las áreas de influencia que producen una sollicitación del mismo tipo.

#### **C 3.8.2. Presión vertical del viento**

La intención de este Artículo es tomar en cuenta el efecto que provoca la interrupción del flujo horizontal de aire por parte de la superestructura. Esta carga se debe aplicar aún en el caso de tableros de puente discontinuos, tales como los tableros emparrillados. Esta carga puede ser determinante cuando se investiga el vuelco del puente.

#### **C 3.8.3. Inestabilidad aeroelástica**

##### **C 3.8.3.1. Requisitos generales**

Debido a la complejidad de los análisis requeridos para realizar una evaluación detallada de la aeroelasticidad estructural, este Artículo intencionalmente tiene la forma de un requisito sencillo. Muchos puentes, tableros, o componentes estructurales individuales han demostrado ser insensibles a los efectos aeroelásticos cuando las relaciones especificadas son menores que **30,0**, valor relativamente arbitrario que sólo resulta útil para identificar aquellos casos que probablemente serán sensibles al viento.

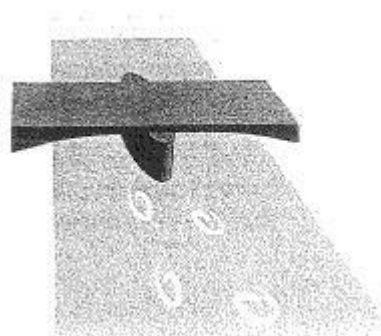
Los puentes flexibles, tales como los puentes atirantados o los tramos muy largos, cualquiera sea su tipo, pueden requerir estudios especiales en base a información obtenida en ensayos de túnel de viento. En general, un ensayo de túnel de viento adecuado involucra la simulación del ambiente eólico local del sitio de emplazamiento del puente. Los detalles de este ensayo están fuera del alcance de este comentario.



### C 3.8.3.2. Fenómenos aeroelásticos

La excitación por desprendimiento de vórtices es el escape de vórtices inducidos por el viento detrás del elemento, que tienden a excitar el componente en su frecuencia natural fundamental en el movimiento armónico. Es importante mantener las tensiones provocadas por las oscilaciones inducidas por vórtices por debajo de la tensión de fatiga “a tiempo infinito”. Existen métodos para estimar estas amplitudes de tensión, pero estos métodos están fuera del alcance de este comentario.

Los componentes tubulares se pueden proteger contra las oscilaciones inducidas por vórtices agregando riostras o amortiguadores de masa sintonizados, o fijando placas planas horizontales paralelas al eje del tubo por encima y/o debajo del tercio central de su longitud. Estas placas de amortiguamiento aerodinámico deberán estar a una distancia aproximadamente igual a un tercio del diámetro del tubo por encima y/o por debajo del tubo. El ancho de las placas puede ser igual al diámetro del tubo.



**Figura C 3.8.3.2.1. Desprendimiento de vórtices detrás de un pilar de un puente**

El fenómeno de “galopeo” es una oscilación de alta amplitud asociada con los cables cargados con hielo o con elementos largos y flexibles de sección transversal aerodinámicamente asimétrica. Los cables de sección circular no sufrirán el fenómeno de “galopeo” a menos que sus circunferencias sean deformadas por la presencia de hielo, lluvia o desechos acumulados.

Los tableros de puentes flexibles, como aquellos de tramos muy largos y algunos puentes peatonales, pueden tener tendencia a sufrir el fenómeno de flameo, una oscilación de amplitudes destructivas excitada por el viento, o, en algunos casos, divergencia, una torsión irreversible que se produce bajo vientos elevados. Hay métodos de análisis disponibles que ayudan a evitar tanto el fenómeno de flameo como la divergencia, incluyendo estudios en túnel de viento que permiten ajustar la forma del tablero. Un claro ejemplo del fenómeno de flameo es el que sufrió el Puente de Tacoma Narrows, indicado a continuación.



**Figura C 3.8.3.2.2. Fenómeno de flameo en el Puente de Tacoma Narrow**

### **C 3.8.3.3. Control de respuestas dinámicas**

Los cables de puentes atirantados se han estabilizado exitosamente contra las respuestas dinámicas excesivas fijando amortiguadores al puente a nivel del tablero, o arriostrando múltiples cables en forma cruzada.

### **C 3.8.3.4. Ensayos en túnel de viento**

La tecnología de los ensayos en túnel de viento para puentes y otras estructuras civiles está altamente desarrollada, y se puede emplear tanto para estudiar las características de respuesta de un modelo estructural frente al viento como para verificar los resultados del análisis (Simiu, 1976).

## **C 3.9. CARGAS DE HIELO: IC**

### **C 3.9.1. Requisitos generales**

La mayor parte de la información sobre cargas de hielo se tomó de Montgomery et al. (1984), trabajo que proveyó antecedentes para los requisitos sobre cargas de hielo de la "Asociación Estándar de Canada" (Canadian Standards Association, 1988). Otra fuente de gran utilidad fue Neill (1981).

Es conveniente clasificar las fuerzas de hielo que actúan sobre las pilas como fuerzas dinámicas y fuerzas estáticas.

Las fuerzas dinámicas ocurren cuando un témpano de hielo en movimiento impacta contra la pila de un puente. Las fuerzas que el témpano impone a la pila dependen del tamaño del témpano, la resistencia y el espesor del hielo, y la geometría de la pila.

Se han observado los siguientes tipos de fallas del hielo (Montgomery et al. 1984):

- **Aplastamiento** – Cuando el hielo falla por aplastamiento local a lo largo del ancho de una pila. A medida que el témpano pasa, el hielo aplastado es despejado de forma continua de una zona alrededor de la pila.
- **Flexión** – Cuando la componente vertical de una reacción actúa sobre el témpano que llega a una pila con borde de ataque inclinado. Esta reacción hace que el

témpano se eleve hasta el borde de ataque de la pila, a medida que se forman fisuras por flexión.

- **Hendidura** – Cuando un témpano relativamente pequeño impacta contra una pila y se divide en trozos más pequeños debido a la formación de fisuras que se propagan a partir de la pila.
- **Impacto** – Cuando un pequeño témpano se detiene al impactar contra el borde de ataque de la pila antes de haberse aplastado, flexionado o hendido en todo el ancho de la pila.
- **Pandeo** – Cuando fuerzas de compresión provocan que un témpano de gran tamaño falle por pandeo frente al borde de ataque de una pila muy ancha.

En el caso de pilas de dimensiones normales en grandes cuerpos de agua, las fallas por aplastamiento y flexión generalmente controlan la magnitud de la fuerza de hielo dinámica de diseño. En cursos de agua más pequeños, los cuales no pueden transportar grandes témpanos de hielo, es posible que el modo determinante sea la falla por impacto.

En los tres casos es fundamental reconocer los efectos de la resonancia entre la pila y las fuerzas de hielo. Montgomery et al. (1980) demostraron que para una pila maciza con un coeficiente de amortiguación igual a **20 por ciento** del valor crítico, el máximo efecto dinámico es aproximadamente igual a la mayor fuerza, pero si la amortiguación es menor la amplificación es considerable.

Montgomery and Lipsett (1980) midieron la amortiguación de una pila maciza y determinaron que era igual al **19 por ciento** del valor crítico, pero se anticipa que las pilas esbeltas y algunos pilotes particulares pueden tener valores de amortiguación de **5 por ciento** o menores.

En la anterior discusión sobre tipo de fallas, en impacto se menciona que el témpano es “pequeño”. Resulta extremadamente difícil definir el término “pequeño” ya que depende de las características individuales de cada sitio. Se sabe que témpanos de hasta **23 m** de longitud han fallado por hendidura al ser transportados por velocidades de agua de **3 m/s** (Haynes 1996).

Las fuerzas estáticas pueden ser provocadas por la expansión térmica del hielo en el cual está embebida la pila o bien por el crecimiento irregular del campo de hielo. Esto en general se ha observado aguas abajo de una presa, central hidroeléctrica u otros casos en los cuales el hielo se forma predominantemente a un solo lado del río o de la pila.

Entre las pilas de un puente se puede formar un atasco por hielo. Un atasco por hielo desintegrado es una acumulación de fragmentos de hielo con mayor o menor grado de cohesión (Montgomery et al. 1984).

Los diques colgantes se generan cuando debajo de la capa de hielo superficial pasan cristales iniciales de hielo que se acumulan debajo de la superficie en la ubicación del puente. Los cristales iniciales de hielo típicamente provienen de rápidos o saltos de agua ubicados aguas arriba. Los diques colgantes pueden provocar una acumulación del agua, el cual ejercería presión sobre la pila y puede producir socavación alrededor de la pila o debajo de la misma cuando el agua fluye a mayor velocidad.

### C 3.9.2. Fuerzas de hielo dinámicas sobre las pilas

#### C 3.9.2.1. Resistencia efectiva del hielo

Se debe observar que las resistencias efectivas del hielo indicadas en el presente documento se incluyen para su aplicación en fórmulas que permitan calcular las fuerzas en

las pilas. Para llegar a un mismo resultado, diferentes fórmulas podrían requerir diferentes resistencias efectivas del hielo.

A modo de guía, la resistencia de **0,38 MPa** es adecuada para pilas en las cuales la experiencia acumulada indica que las fuerzas de hielo son mínimas, pero igualmente se requiere alguna consideración de los efectos del hielo. La resistencia de **1,53 MPa** se considera un límite superior razonable en base al historial observado en puentes que han sobrevivido condiciones de hielo (Neill, 1981). Para el diseño de algunos puentes de Alaska se han utilizado resistencias efectivas del hielo de hasta **2,76 MPa** (Haynes, 1996). La resistencia efectiva del hielo depende fundamentalmente de la temperatura y el tamaño de grano del hielo (Montgomery et al., 1984). Por ejemplo, las resistencias a la compresión medidas en laboratorio a **0°C** varían entre alrededor de **2,9 MPa** para tamaños de grano de **1 mm** a **1,3 MPa** para tamaños de grano de **5 mm**, y a **-5°C** las resistencias del hielo son aproximadamente iguales al doble de estos valores. Por lo tanto, las resistencias efectivas del hielo incluidas en el presente documento no son necesariamente representativas de ensayos en laboratorio ni son resistencias reales. De hecho, son del orden del **50 por ciento** de los valores observados (Neill, 1981).

La resistencia a la compresión del hielo depende de la temperatura, pero su resistencia a la tracción no es sensible a la temperatura. Debido a que gran parte de las fallas del hielo se dan como resultado de la hendidura o falla por tracción en flexión, y como los tamaños de grano, fisuras y otras imperfecciones varían localmente, sólo es posible estimar las resistencias del hielo de manera aproximada. Por lo tanto, al momento de fijar las resistencias efectivas del hielo indicadas en este Reglamento, la temperatura no fue una consideración importante.

En Estados Unidos algunos de los más severos desplazamientos de hielo ocurren durante los deshielos rápidos que se dan en el mes de Enero, cuando la temperatura es de alrededor de **10°C**, pero la presencia de una capa de nieve aislante puede hacer que la temperatura media del hielo continúe debajo de **0°C** (Haynes, 1996).

### C 3.9.2.2. Aplastamiento y flexión

La expresión para  $F_c$  se basa en mediciones in situ de las fuerzas en dos pilas de puente en Alberta (Lipsett and Gerard, 1980). Ver también Huiskamp (1983), con un  $C_a$  propuesto por Afanas'ev et al. (1971), y verificado por Neill (1976).

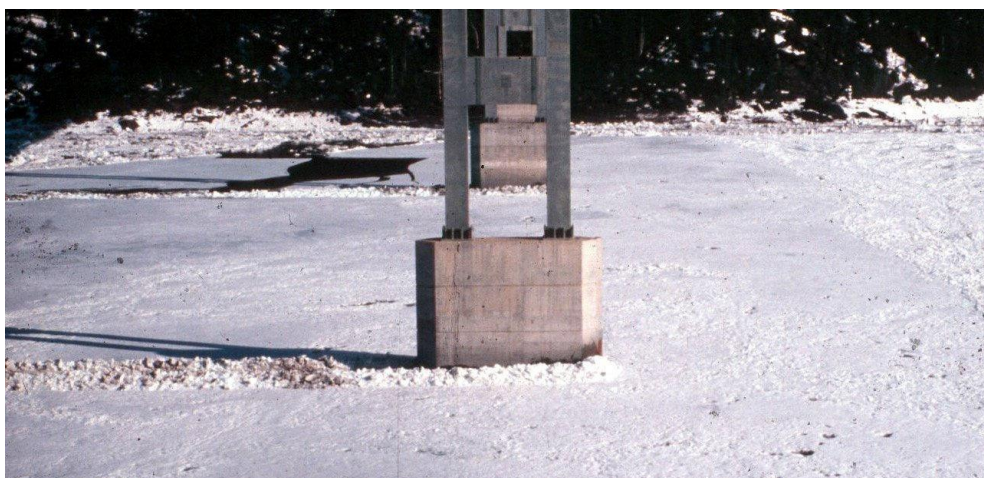
La expresión para  $F_b$  se tomó de Lipsett and Gerard (1980).

La relación  $w/t = 6,0$  es una estimación aproximada del límite superior de  $w/t$  para el cual el hielo que ha fallado por flexión será arrastrado alrededor de la pila.

Se supone que la fuerza sobre la pila es controlada por la resistencia al aplastamiento o a la flexión del hielo, y por este motivo las Ecuaciones 3.9.2.2-1 o 3.9.2.2-2 no contienen ningún término relacionado con la velocidad del hielo. La interacción entre un témpano y una pila depende del tamaño y la resistencia del témpano y qué tan de lleno impacta contra la pila. Se ha informado que un témpano de **60 m** generalmente fallará por aplastamiento si el témpano impacta de lleno contra una pila. Si un témpano de **30 m** no impacta de lleno contra la pila, generalmente después del impacto el témpano rotará alrededor de la pila y continuará trasladándose aguas abajo sufriendo apenas algo de aplastamiento localizado.

Aunque no se ha tomado en cuenta la forma del borde de ataque de la pila, ensayos de laboratorio realizados en "Investigación de Regiones Frías y Laboratorio de Ingeniería del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos" (U.S. Army Corps of Engineers' Cold Regions Research and Engineering Laboratory, CRREL) muestran que un borde de ataque aerodinámico es el que mejor puede reducir las fuerzas de hielo en relación con otros tipos de geometrías. Se ha comprobado que los bordes de ataque agudos y angulares, ver Figura C 3.9.2.4.1-1, provocan vibraciones laterales en la pila sin reducir la fuerza en la dirección de la corriente. El CRREL ha medido vibraciones laterales o torsionales en las pilas con borde de ataque agudo que posee el puente Yukon River. Al

momento de la preparación de este documento se desconocen las implicancias a largo plazo de estas vibraciones (Haynes, 1996).



**Figura C 3.9.2.2. Aplastamiento del hielo contra la pila del puente del Rio Yukon**

El espesor del hielo es la mayor incógnita en la determinación de las fuerzas de hielo que actúan sobre una pila. Existen ecuaciones que se pueden emplear para estimar este espesor. El diseño se deberá basar en espesores de hielo extremos, no en espesores medios. La altura a la cual se aplicará la fuerza de diseño en la pila es importante para calcular los momentos de vuelco. Debido a que la altura del hielo aumenta durante un deslizamiento de hielo, confiar en el conocimiento que tienen los residentes locales sobre la altura máxima de hielo es vital para lograr un diseño adecuado (Haynes, 1995). A los fines del diseño, el método de preferencia para establecer el espesor de hielo,  $t$ , consiste en basarse en mediciones de espesores máximos tomadas en los potenciales sitios de emplazamiento del puente durante un período de varios años.

Para aquellos casos en los cuales no hay observaciones disponibles correspondientes a un período de tiempo adecuado, se sugiere el siguiente método empírico basado en Neill (1981):

$$t = 0,034 \alpha \sqrt{S_f} \quad (\text{C 3.9.2.2-1})$$

donde:

- $\alpha$  coeficiente que considera las condiciones locales, habitualmente menor que 1,0.
- $S_f$  índice de congelamiento, es la suma algebraica,  $\sum(-T)$ , desde la fecha de congelamiento hasta la fecha de interés, en días grados.
- $T$  temperatura media diaria del aire [°C].

Suponiendo que haya registros de temperatura disponibles, se puede determinar el valor máximo de  $S_f$  registrado. Un método posible para determinar  $\alpha$  es mediante una simple calibración para la cual, durante el transcurso de un único invierno, se puede medir el espesor del hielo en diferentes puntos y graficarlo en función de  $\sqrt{S_f}$ .

A modo de guía, Neill (1981) indica los siguientes valores para  $\alpha$ :

Lago ventoso sin nieve	<b>0,8</b>
Lago promedio con nieve	<b>0,5 – 0,7</b>
Río promedio con nieve	<b>0,4 – 0,5</b>
Río pequeño protegido con nieve	<b>0,2 – 0,4</b>

Gracias a sus propiedades aislantes la nieve afecta significativamente el crecimiento de hielo. Williams (1963) mostró que una tapada de nieve de más de **0,15 m** de espesor reduce  $\alpha$  hasta un **50 por ciento**.

Neill no define “promedio”, y Gerard and Stanely (1992) han señalado que una gran altura de nieve puede producir hielo-nieve, anulando los beneficios de la acción aislante de la nieve.

Los lagos de mayor tamaño demoran más en enfriarse, y esto hace que la fecha de congelamiento sea más tardía. El resultado es que hay menos días-grados de congelamiento y, por lo tanto, los espesores de hielo son menores.

La decisión que resta tomar es establecer la altura adecuada donde se ha de aplicar la fuerza de hielo a la pila. La altura requerida es la correspondiente a la desintegración, no el nivel medio invernal. Neill (1981) sugiere varios métodos para determinar alturas del hielo, pero probablemente el método de uso más generalizado consiste en confiar en el conocimiento de las personas de la zona, junto con un análisis de las márgenes del río para determinar la magnitud de los daños provocados por el hielo, como por ejemplo marcas existentes o ausencia de árboles.

### **C 3.9.2.3. Cursos pequeños de agua**

El documento CAN/CSA-S6-88 contiene una expresión para determinar las fuerzas del hielo en cursos pequeños de agua, para la cual Montgomery et al. (1984) presentan una teoría. Por considerar que no está suficientemente verificada esta expresión no ha sido incluida en el presente Artículo.

En los cursos pequeños de agua que tienen un ancho inferior a **90 m** al nivel medio del agua, las fuerzas dinámicas del hielo, determinadas en el Artículo 3.9.2.2, se pueden reducir de acuerdo con la Tabla C 3.9.2.3-1. Otro factor importante que determina el tamaño del témpano son el tipo de características presentes en el río aguas arriba del sitio de emplazamiento. Las islas, las presas y las pilas de los puentes pueden romper el hielo generando pequeños témpanos.

donde:

- A**      área en planta del témpano de mayor tamaño, en m<sup>2</sup>.
- r**      radio del borde de ataque de la pila, en m.

**Tabla C 3.9.2.3-1. Factor de reducción  $K_1$  para cursos pequeños de agua**

$A/r^2$	Factor de reducción, $K_1$
1000	1,0
500	0,9
200	0,7
100	0,6
50	0,5

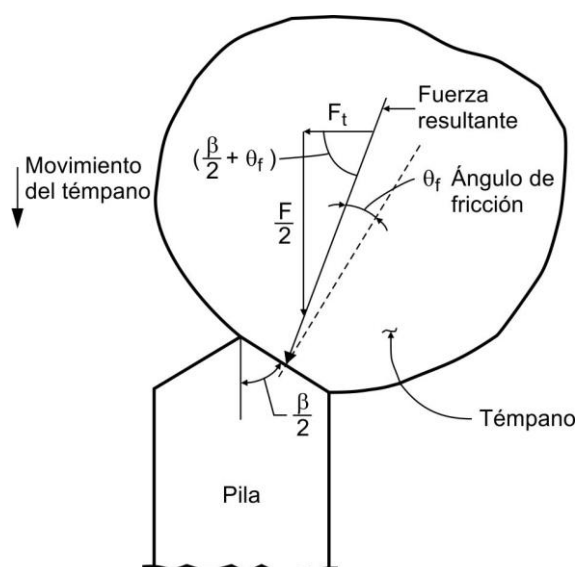
La lógica en la cual se sustenta el factor de reducción,  $K_1$ , es que el puente sólo puede ser impactado por témpanos pequeños de hielo, cuyo impulso no es suficiente para provocar la falla del témpano.

#### **C 3.9.2.4. Combinación de fuerzas longitudinales y transversales**

##### **C 3.9.2.4.1. Pilas paralelas al flujo**

Sería poco realista esperar que la fuerza del hielo sea exactamente paralela a la pila, por este motivo se especifica una componente lateral mínima igual al **15 por ciento** de la fuerza longitudinal.

La expresión para  $F_t$  viene de Montgomery et al. (1984), y se explica en la Figura C 3.9.2.4.1-1, tomada de la misma fuente.



**Figura C 3.9.2.4.1-1. Fuerza de hielo transversal cuando un témpano falla sobre una porción de una pila**

##### **C 3.9.2.4.2. Pilas oblicuas respecto del flujo**

Los requisitos para pilas oblicuas respecto del flujo fueron tomados de CAN/CSA-S6-88 (1988).

##### **C 3.9.2.5. Pilas esbeltas y flexibles**

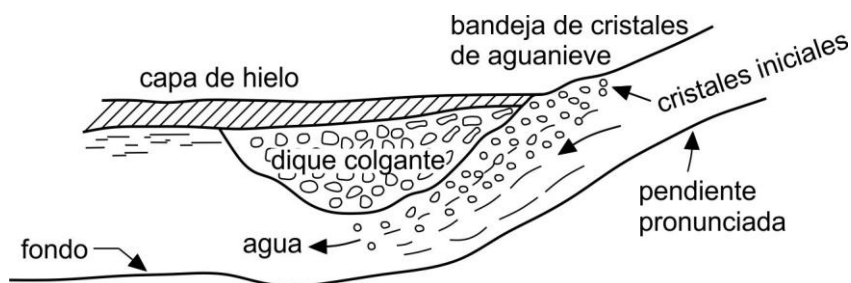
Montgomery et al. (1980) y otros investigadores han demostrado que las pilas y los componentes flexibles pueden sufrir una amplificación considerable de las fuerzas de hielo como resultado de la interacción resonante hielo/estructura para bajos niveles de amortiguación estructural. En este caso, los requisitos del Artículo 3.9.5 pueden no ser adecuados para las fuerzas verticales sobre las pilas.

### C 3.9.3. Cargas de hielo estáticas sobre pilas de puente

Hay poca información disponible sobre cómo predecir las cargas de hielo estáticas que actúan sobre las pilas de puente. Bajo circunstancias normales, los efectos de las cargas de hielo estáticas sobre las pilas pueden estar limitados por las deformaciones, pero si hay motivo de preocupación se deberá consultar a un experto. Haynes (1995) discute las fuerzas de hielo estáticas provocadas por la expansión térmica del hielo. La fuerza del hielo se puede reducir utilizando diversos factores de minoración que son aplicables en la mayoría de los casos. Por ejemplo, el hielo no actúa simultáneamente en toda la longitud de la pila. Las tensiones de origen térmico se relajan con el tiempo e impiden que haya tensiones elevadas en todo el espesor del hielo. Una tapada de nieve sobre el hielo aísla el hielo y reduce las tensiones térmicas, y el hielo en general actúa simultáneamente a ambos lados de la pila rodeada de hielo de manera que la fuerza resultante es considerablemente menor que la mayor fuerza direccional, es decir, la fuerza a un lado de la pila. El Artículo C 3.9.1 también discute este tema.

### C 3.9.4. Diques colgantes de hielo y atasco por hielo

La teoría en la cual se sustentan las presiones de hielo indicadas para diques colgantes se puede encontrar en Montgomery et al. (1984). El amplio rango de las presiones citadas refleja tanto la variabilidad del hielo como la falta de información cierta sobre este tema.



**Figura C 3.9.4. Formación de un dique colgante de hielo**

### C 3.9.5. Fuerzas verticales debidas a la adherencia de hielo

La Ecuación 3.9.5-1 se derivó considerando la falla de una capa de hielo en forma de cuña semi-infinita sobre fundación elástica bajo carga vertical aplicada en su vértice. Para una única cuña de hielo la máxima fuerza vertical, **P**, en kN, se puede evaluar usando la siguiente expresión (Nevel, 1972):

$$P = \frac{\tan\left(\frac{\delta}{2}\right) \sigma_T t^2}{3} \left[ 1,05 + 2 \left(\frac{a}{\ell}\right) + 0,5 \left(\frac{a}{\ell}\right)^3 \right] 10^3 \quad (\text{C 3.9.5-1})$$

siendo:



$$\ell = \left( \frac{E t^3}{12 \gamma} 10^3 \right)^{0,25} = 15,6 t^{0,75} \quad (\text{C 3.9.5-2})$$

donde:

- $\sigma_t$       resistencia a la tracción del hielo, en MPa.
- $t$           máximo espesor del hielo, en m.
- $\delta$           ángulo de la cuña truncada [°].
- $a$           distancia truncada, que se supone igual al radio de una pila circular, en m.
- $\ell$           longitud característica calculada según la expresión indicada, en m.
- $E$           módulo de elasticidad del hielo, en MPa.
- $\gamma$           peso unitario del agua, en kN/m<sup>3</sup>.

Para obtener la Ecuación 3.9.5-1, se suma la fuerza vertical para cuatro cuñas, cada una de ellas con un ángulo truncado de **90°**. Se supone que la resistencia a la tracción del hielo es **0,84 veces** la resistencia efectiva al aplastamiento de **1,10 MPa** y que la relación entre la distancia truncada y la longitud característica,  **$a/\ell$** , es menor que **0,6**.

La Ecuación 3.9.5-2 es la sumatoria de dos expresiones:

- La Ecuación 3.9.5-1, que toma en cuenta las fuerzas de hielo verticales que actúan en los semicírculos de los extremos de una pila oblonga, y
- Una expresión que calcula las fuerzas de hielo verticales en los muros rectos de la pila.

La expresión para calcular las fuerzas de hielo verticales en los muros rectos de la pila se obtuvo considerando una capa de hielo semi-infinita de forma rectangular sobre fundación elástica bajo una carga de borde uniformemente distribuida. La fuerza,  **$F$** , en kN/m, requerida para que falle la capa de hielo se puede expresar como  **$F = 236 \cdot \sigma_t \cdot t^2 / \ell$**  (Montgomery et al., 1984).

Las Ecuaciones 3.9.5-1 y 3.9.5-2 se basan en la hipótesis conservadora de que el hielo se adhiere alrededor de todo el perímetro de la pila. En ellas se desprecia la fluencia lenta, y por lo tanto son conservadoras para fluctuaciones del nivel del agua que demoran más que unos pocos minutos. Sin embargo, también se basan en la hipótesis no conservadora de que la falla se produce al formarse la primera fisura.

Zabilansky (1996) discute algunos temas relacionados con las fuerzas de hielo que actúan alrededor de las pilas de puentes.

### C 3.9.6. Acumulación de hielo y cargas de nieve en las superestructuras

El siguiente comentario de las cargas de nieve fue tomada de Ritter (1990).

Se deben considerar cargas de nieve si el puente está ubicado en áreas de nevadas potencialmente fuertes. Esto puede ocurrir en zonas elevadas de regiones montañosas, donde se producen grandes acumulaciones estacionales.

Se supone que los efectos de la nieve son contrarrestados por la simultánea disminución de la sobrecarga vehicular. Esta hipótesis es válida para la mayoría de las estructuras, pero no es realista en zonas donde las nevadas son significativas. Si el cierre prolongado de la carretera durante el invierno imposibilita el retiro de la nieve, es posible que la magnitud de las cargas de nieve sea mayor que la de las sobrecargas vehiculares. Las cargas también pueden ser apreciables si los barrenieves acumulan la nieve barrida o si hay acumulación de nieve por alguna otra causa. La aplicabilidad y magnitud de las cargas de nieve quedan a criterio del Proyectista.

Las cargas de nieve varían de un año a otro y dependen de la profundidad y peso unitario de la acumulación de nieve. La profundidad empleada para el diseño se deberá basar en un intervalo de recurrencia medio o en la máxima profundidad registrada. El peso unitario depende del grado de compactación. La nieve fresca cayendo a bajas temperaturas produce la menor acumulación. El peso unitario aumenta si la acumulación de nieve está expuesta a ciclos de congelamiento y deshielo o a la lluvia. En la Tabla C 3.9.6-1 se indican los pesos unitarios probables de la acumulación de nieve bajo diferentes condiciones (ASCE, 1980).

**Tabla C 3.9.6-1. Peso unitario de la nieve**

Estado de la acumulación de nieve	Peso unitario probable [kN/m <sup>3</sup> ]
Recién caída	0,94
Acumulada	3,00
Compactada	4,90
Lluvia o nieve	4,90

La carga de nieve estimada se puede determinar a partir de registros históricos u otros datos confiables. Se puede obtener información general sobre las cargas de nieve del Servicio Meteorológico Nacional, de agencias locales y estatales y de ASCE (1988). En las regiones montañosas las cargas de nieve son muy variables. La magnitud de estas cargas se debe determinar en base a la experiencia o registros locales, y no en base a información de carácter general.

El efecto de las cargas de nieve sobre la estructura de un puente depende del patrón de acumulación de la nieve. Los bancos de nieve arrastrados por el viento pueden producir cargas no equilibradas considerablemente mayores que las producidas por las cargas uniformemente distribuidas. El terreno, la forma de la estructura y otras características que modifican el flujo general del viento afectan las ventiscas. Los componentes de un puente, como por ejemplo las barandas, pueden retener las ventiscas y provocar el desarrollo de grandes acumulaciones de nieve.

### **C 3.10. EFECTOS SÍSMICOS: EQ (A definir por INPRES)**

### **C 3.11. EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS y DD**

#### **C 3.11.1. Requisitos generales**

Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deben diseñar para el empuje en reposo.

Los muros que se pueden mover alejándose de la masa de suelo se deberán diseñar para empujes intermedios entre la condición activa y en reposo, dependiendo de la magnitud de los movimientos admisibles. El movimiento requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo depende de la altura del muro y del tipo de suelo. En la Tabla C 3.11.1-1 se indican algunos valores típicos de estos movimientos movilizadores en función de la altura del muro, donde:

$\Delta$  movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral, en m.

$H$  altura del muro, en m.

**Tabla C 3.11.1-1. Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo (Clough and Duncan, 1991)**

Tipo de relleno	Valores de $\Delta/H$	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0,001	0,01
Arena de densidad media	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compacto	0,002	0,02
Arcilla magra compactada	0,010	0,05
Arcilla grasa compactada	0,010	0,05

Debido a su sensibilidad frente a los ciclos de contracción y expansión, humedecimiento y secado, y grado de saturación, la evaluación de las tensiones inducidas por los suelos cohesivos es altamente incierta. Es posible que se formen fisuras por tracción, las cuales alterarían considerablemente las hipótesis adoptadas para estimar las tensiones. Se recomienda proceder con precaución al determinar los empujes laterales del suelo suponiendo las condiciones más desfavorables. Siempre que sea posible se debe evitar el uso de suelos cohesivos u otros suelos de grano fino como relleno.

En el caso de muros que retienen materiales cohesivos, al estimar los empujes del suelo de diseño se deberán considerar los efectos de la fluencia lenta del suelo. La evaluación de la fluencia lenta del suelo es compleja y exige reproducir en laboratorio las condiciones de tensión in situ como lo discute Mitchell (1976).

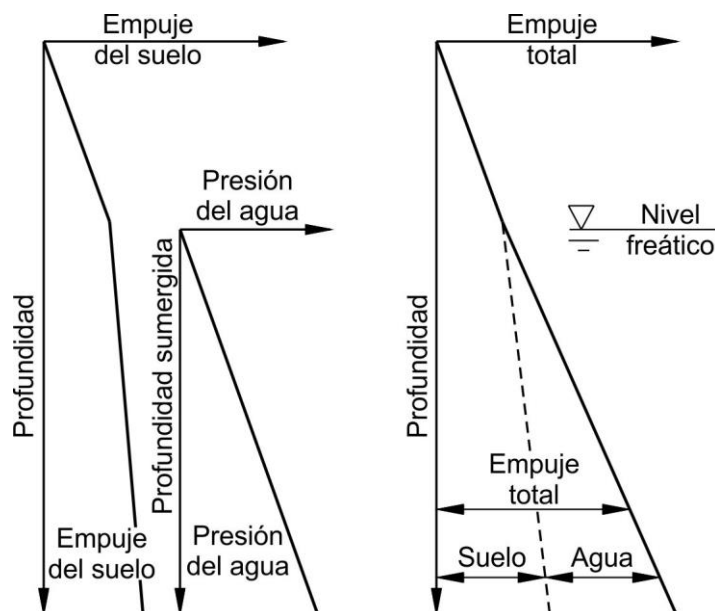
Bajo condiciones de tensión próximas al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo, los suelos cohesivos indicados en la Tabla C 3.11.1-1 sufren fluencia lenta continua, y los movimientos indicados producen empujes activos o pasivos sólo temporariamente. Si no hay más movimiento, los empujes activos aumentarán con el tiempo, aproximándose al empuje en reposo, y los empujes pasivos disminuirán con el tiempo, aproximándose a valores del orden del **40 por ciento** del máximo valor a corto plazo. Una hipótesis conservadora para tomar en cuenta los factores imponderables o desconocidos sería utilizar el empuje en reposo basado en la resistencia residual del suelo.

### C 3.11.2. Compactación

Los empujes inducidos por la compactación del suelo se pueden estimar empleando los procedimientos descritos por Clough and Duncan (1991). Cuanto más pesados sean los equipos usados para compactar el relleno, y cuanto más próximo al muro se los opere, mayores serán los empujes inducidos por la compactación. La magnitud de los empujes del suelo ejercidos sobre un muro por un relleno compactado se puede minimizar utilizando exclusivamente rodillos pequeños o compactadores manuales dentro de la distancia igual a la mitad de la altura del muro medida a partir de la cara interna del mismo. En el caso de las estructuras de tierra estabilizada mecánicamente (MSE: “Mechanically Stabilized Earth”), las tensiones de compactación ya están incluidas en el modelo de diseño y en los procedimientos de compactación especificados.

### C 3.11.3. Presencia de agua

En la Figura C 3.11.3-1 se ilustra el efecto de la presión adicional provocada por el nivel freático.



**Figura C 3.11.3-1. Efecto del nivel freático**

Se debe evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos. Las presiones del agua intersticial detrás del muro se pueden aproximar mediante procedimientos de flujo neto o mediante diversos métodos analíticos.

### C 3.11.4. Efecto sísmico

En el Apéndice del Capítulo 11 se presenta el método de Mononobe-Okabe para determinar presiones estáticas equivalentes para las cargas sísmicas sobre muros de sostenimiento de gravedad y semigravedad.

El análisis de Mononobe-Okabe se basa, en parte, en la hipótesis de que los suelos del relleno no están saturados y por ende no son susceptibles a la licuefacción.

Si los suelos están sujetos tanto a saturación como a cargas sísmicas u otras cargas cíclicas o instantáneas, se deberá prestar particular atención a la posibilidad de licuefacción del suelo. (A definir por INPRES)

### **C 3.11.5. Empuje del suelo: $EH$**

#### **C 3.11.5.1. Empuje lateral del suelo**

Aunque versiones anteriores al AASHTO LRFD 2012, requerían que los muros convencionales de gravedad fueran diseñados para una resultante del empuje de suelo ubicada a  $0,4 \cdot H$  de la base del muro, en la versión actual se requiere que el diseño se haga para una reacción ubicada a  $H/3$  de la base. Este requisito es consistente con las prácticas históricas y con los factores de resistencia calibrados en el Capítulo 11. En los muros de sostenimiento de gravedad de hormigón masivo la carga lateral resultante debida al empuje del suelo puede actuar a una altura de hasta  $0,4 \cdot H$  de la base del muro, siendo  $H$  la altura total del muro medida desde la superficie superior del relleno hasta la base de la zapata, si el muro se deforma lateralmente, es decir se traslada, en respuesta a las cargas laterales del suelo. En estas estructuras, para que la masa de suelo alcance el estado de empuje activo, el relleno detrás del muro se debe deslizar, moviéndose hacia abajo respecto del muro. Resultados experimentales indican que, a medida que el muro se traslada, el relleno se arquea contra la parte superior del muro, provocando que el punto en el cual la resultante de la carga de suelo lateral se transfiere al muro se desplace hacia arriba (Terzaghi, 1934; Clausen and Johansen et al., 1972; Sherif et al., 1982). Estos muros no son representativos de los muros de gravedad típicamente utilizados en aplicaciones viales.

Para la mayoría de los muros de gravedad representativos de los que se utilizan en construcciones viales, tales como los muros de sostenimiento tipo pantalla u otros muros flexibles que se inclinan o deforman lateralmente en respuesta a las cargas laterales, por ejemplo los muros de tierra estabilizada mecánicamente, como así también los muros que no se pueden trasladar ni inclinar, por ejemplo los muros integrales con un estribo, el relleno no se arquea significativamente contra el muro, y la carga lateral resultante debida al empuje del suelo actúa a una altura igual a  $H/3$  de la base del muro. Además, si en el análisis no se considera la fricción del muro, ubicar la resultante a  $H/3$  constituye una hipótesis suficientemente conservadora aún cuando el muro se pueda trasladar.

#### **C 3.11.5.2. Coeficiente de empuje lateral en reposo, $k_0$**

Para los típicos muros en voladizo de más de  $1,50 \text{ m}$  de altura con relleno de grado estructural, los cálculos indican que el movimiento horizontal de la parte superior del muro debido a una combinación de la deformación estructural de la pantalla y la rotación de la fundación es suficiente para desarrollar condiciones activas.

En muchos casos no es posible conocer la relación de sobreconsolidación (**OCR**) con precisión suficiente para calcular  $k_0$  utilizando la Ecuación 3.11.5.2-2. En base a información proporcionada por Holtz and Kovacs (1981), en general, para las arenas levemente sobreconsolidadas (**OCR = 1 a 2**),  $k_0$  está comprendido entre  $0,4$  y  $0,6$ . Para las arenas fuertemente sobreconsolidadas  $k_0$  puede ser del orden de  $1,0$ .

Debido a su sensibilidad frente a los ciclos de contracción y expansión, humedecimiento y secado, y grado de saturación, la evaluación de las tensiones inducidas por los suelos cohesivos es altamente incierta. Es posible que se formen fisuras por tracción, las cuales alterarían considerablemente las hipótesis adoptadas para estimar las tensiones. Se recomienda proceder con precaución al determinar los empujes laterales del suelo suponiendo las condiciones más desfavorables. El Artículo C 3.11.1 contiene lineamientos adicionales para estimar los empujes del suelo en suelos de grano fino. Siempre que sea

posible se debe evitar el uso de suelos cohesivos, u otros suelos de grano fino, como relleno.

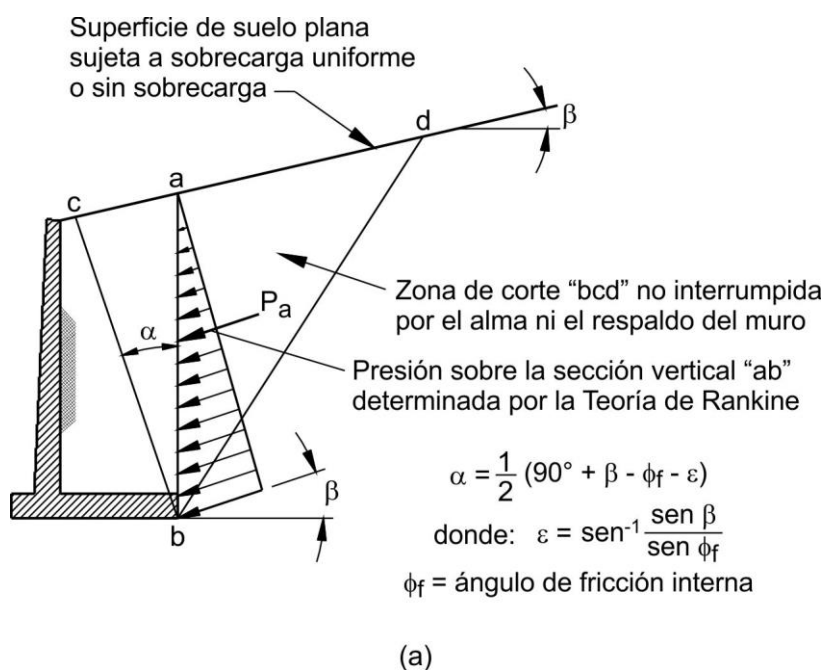
### C 3.11.5.3. Coeficiente de empuje lateral activo, $k_a$

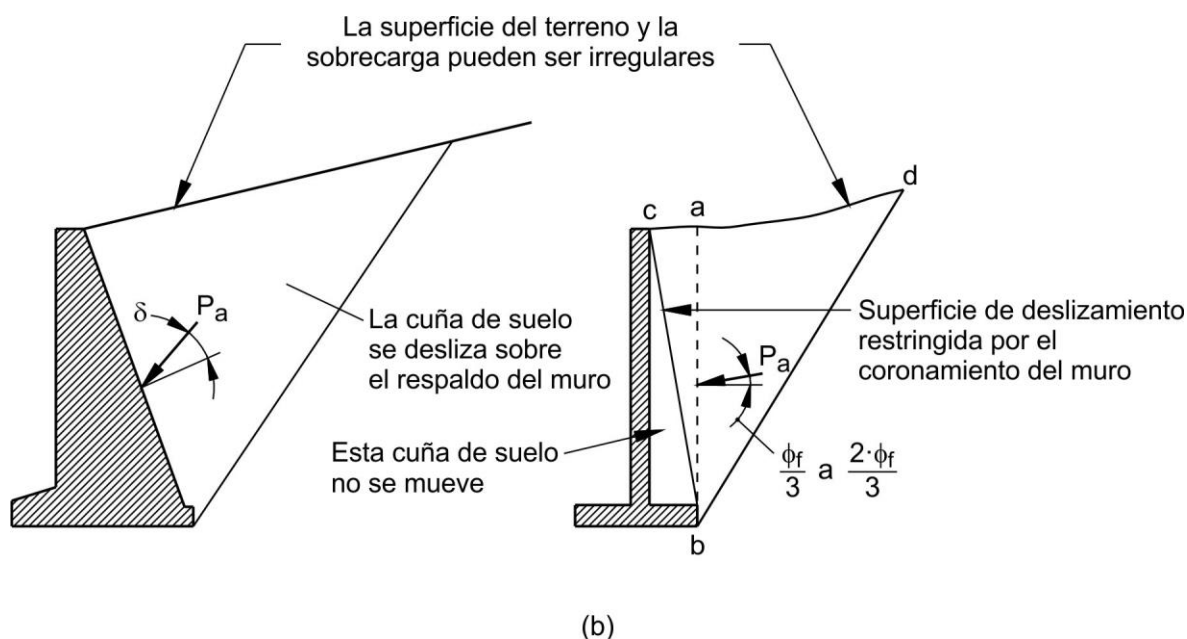
Los valores de  $k_a$  según la Ecuación 3.11.5.3-1 se basan en las teorías de empuje del suelo de Coulomb. La teoría de Coulomb es necesaria para diseñar muros de sostenimiento en los cuales la cara posterior del muro interfiere con el desarrollo de las superficies de deslizamiento en el suelo de relleno supuestas en la teoría de Rankine (Figura C 3.11.5.3-1 y Artículo C 3.11.5.8). Para muros en voladizo de talón largo se puede usar tanto la teoría de Coulomb como la de Rankine, como se ilustra en la Figura C 3.11.5.3-1a. En general, la teoría de Coulomb se aplica para muros de gravedad, semigravedad y muros modulares prefabricados con la cara en contacto con el suelo relativamente empinada, y pantallas o muros de hormigón en voladizo de talón corto.

En el caso del muro en voladizo de la Figura C 3.11.5.3-1b, el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente a partir del talón de la base del muro, y el peso del suelo a la izquierda del plano vertical se considera parte del peso del muro.

En la Figura C 3.11.5.3-1 se ilustran las diferencias entre la teoría de Coulomb especificada actualmente y la teoría de Rankine especificada en el pasado. La teoría de Rankine constituye la base del método del fluido equivalente del Artículo 3.11.5.5.

Los limos y arcillas magras no se deberán usar como relleno si hay materiales granulares disponibles que permitan el libre drenaje. Si se utilizan limos o suelos cohesivos de drenaje pobre, se recomienda proceder con extremo cuidado en la determinación de los empujes laterales del suelo, suponiendo siempre las condiciones más desfavorables. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el Artículo 3.11.3. Se deberán tomar medidas adecuadas para asegurar el drenaje e impedir que detrás del muro se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración de acuerdo con los requisitos del Capítulo 11. En ningún caso se deberán usar arcillas altamente plásticas como relleno.





**Figura C 3.11.5.3-1. Aplicación de las teorías de (a) Rankine y (b) Coulomb para el diseño de muros de sostenimiento**

#### C 3.11.5.4. Coeficiente de empuje lateral pasivo, $k_p$

El movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo es aproximadamente **10 veces** mayor que el movimiento necesario para hacer que el empuje llegue a los valores activos. El movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo total en arena suelta es aproximadamente el **5 por ciento** de la altura de la cara sobre la cual actúa el empuje pasivo. Para la arena densa el movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo total es menor que el **5 por ciento** de la altura de la cara sobre la cual actúa el empuje pasivo, y el **5 por ciento** representa una estimación conservadora del movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo total. Para los suelos cohesivos pobremente compactados el movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo total es mayor que el **5 por ciento** de la altura de la cara sobre la cual actúa el empuje.

Las soluciones en base a la teoría de la cuña son imprecisas y no conservadoras para valores elevados del ángulo de fricción del muro.

#### C 3.11.5.5. Método del fluido equivalente para estimar empujes laterales de Rankine

La aplicabilidad de la teoría de Rankine se discute en el Artículo C 3.11.5.3.

Se indican valores de los pesos unitarios de fluido equivalente para muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento, así como para muros que se pueden mover hasta **25 mm** en **6 m**. Los conceptos de pesos unitarios de fluido equivalente toman en cuenta el efecto de la fluencia lenta del suelo sobre los muros.

Si el relleno se puede drenar libremente (es decir, si se trata de material granular con **< 5 por ciento** pasante del tamiz N° **200**), el agua no puede generar presión hidrostática.

Para la determinación del punto de aplicación de la resultante del empuje lateral del suelo, ver el Artículo C 3.11.5.1.

Los valores de peso unitario de fluido equivalente presentados en la Tabla 3.11.5.5-1 para  $\Delta/H = 1/240$  representan la componente horizontal del empuje activo del suelo en base a la teoría de Rankine. Este empuje horizontal del suelo es aplicable para muros de

sostenimiento en voladizo en los cuales la pantalla no interfiere con la superficie de deslizamiento que define la cuña de falla de Rankine dentro del relleno detrás del muro (Figura C 3.11.5.3-1). El empuje horizontal se aplica a un plano vertical que se extiende a partir del talón de la base del muro, y el peso del suelo a la izquierda del plano vertical se incluye como parte del peso del muro.

Para el caso de rellenos de superficie inclinada de la Tabla 3.11.5.5-1, también hay una componente vertical de empuje del suelo actuando sobre el plano vertical que se extiende a partir del talón del muro.

### **C 3.11.5.6. Empujes laterales del suelo para muros tipo pantalla**

Los muros tipo pantalla que temporariamente soportan o son soportados por suelos cohesivos están sujetos a deformación lateral excesiva si la resistencia al corte del suelo en condición no drenada es baja comparada con las tensiones de corte. Por lo tanto, el uso de estos muros se debe limitar a suelos de resistencia adecuada según lo representado por su número de estabilidad  $N_s$  (ver Artículo 3.11.5.7.2).

Los movimientos en el suelo delante de un muro se vuelven significativos para valores de  $N_s$  de alrededor de **3** a **4**, y si  $N_s$  es mayor que alrededor de **5** ó **6** puede ocurrir una falla en la base (Terzaghi and Peck, 1967).

En las Figuras 3.11.5.6-1, 3.11.5.6-2, 3.11.5.6-4 y 3.11.5.6-5, el ancho  $b$  de los elementos verticales discretos efectivos para movilizar la resistencia pasiva del suelo se basa en un método de análisis desarrollado por Broms (1964a, 1964b) para pilotes verticales individuales empotrados en suelo cohesivo o no cohesivo, y supone que el elemento es vertical. El ancho efectivo para la resistencia pasiva, igual a tres veces el ancho del elemento,  $3 \cdot b$ , se debe a que el suelo se arquea y al corte lateral sobre las cuñas de roca resistente. El ancho máximo,  $3 \cdot b$ , se puede utilizar cuando el material en el cual está empotrado el elemento vertical no contiene discontinuidades que pudieran afectar la geometría de la falla. Este ancho se debe reducir si hay planos o zonas de debilidad que pudieran impedir la movilización de resistencia en todo este ancho, o si las zonas de resistencia pasiva de elementos adyacentes se superponen. Si el elemento está empotrado en una arcilla blanda cuyo número de estabilidad es menor que **3**, el suelo no se arqueará y para la resistencia pasiva se deberá utilizar un ancho efectivo igual al ancho real del muro. Si un elemento vertical está empotrado en roca, como en la Figura 3.11.5.6-2, se supone que la resistencia pasiva de la roca se desarrolla mediante la falla por corte de una cuña de roca de igual ancho que el elemento vertical,  $b$ , y definida por un plano que se extiende hacia arriba a partir de la base del elemento formando un ángulo de **45°**. Para la zona activa detrás del muro debajo de la superficie del terreno frente al muro, en todos los casos se supone que el empuje activo actúa en un ancho igual al ancho de un elemento vertical,  $b$ .

Generalmente, la superficie de diseño se toma por debajo de la superficie acabada para prever excavaciones que podrían ocurrir durante o después de la construcción del muro u otras perturbaciones que pudiera sufrir el suelo durante la vida de servicio del muro.

### **C 3.11.5.7. Empujes aparentes del suelo para muros anclados**

Al desarrollar los empujes laterales del suelo se deben considerar el método y la secuencia constructiva, la rigidez del sistema de muro/anclajes, las características físicas y la estabilidad de la masa de suelo a sostener, las deformaciones admisibles del muro, la separación y pretensado de los anclajes y el potencial de fluencia de los anclajes.

Existen varios diagramas de distribución de empuje aparente habitualmente utilizados para diseñar muros anclados, Sabatini et al. (1999); Cheney (1988); y U.S. Department of the Navy (1982a). Algunos de los diagramas de empuje aparente, tales como los descritos en



los Artículos 3.11.5.7.1 y 3.11.5.7.2, se basan en resultados de mediciones realizadas en muros anclados, Sabatini et al (1999). Otros en cambio se basan en resultados de mediciones realizadas en excavaciones apuntaladas, Terzaghi and Peck (1967), resultados de estudios analíticos y modelos a escala, Clough and Tsui (1974); Hanna and Matallana (1970), y la observación de muros anclados ya instalados (Nicholson et al., 1981); Schnabel (1982). Aunque los resultados de todos estos trabajos proporcionan resultados algo diferentes y ocasionalmente contradictorios, todos tienden a confirmar que cerca de la parte superior del muro los empujes laterales son mayores que los que se obtendrían aplicando las teorías clásicas de la mecánica de suelos. Esto se debe a la restricción provista por el nivel superior de anclajes, y a que en general el empuje se distribuye de manera uniforme en la altura.

#### **C 3.11.5.7.1. Suelos no cohesivos (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.11.5.7.2. Suelos cohesivos**

##### **C 3.11.5.7.2a. Suelos rígidos a duros**

La determinación de los empujes en suelos cohesivos descrita en el presente Artículo y en el Artículo 3.11.5.7.2b se basan en resultados de mediciones realizadas en muros anclados, Sabatini et al. (1999). En ausencia de experiencia específica con un depósito en particular, para la máxima ordenada del diagrama de empuje se deberá utilizar  $p_a = 0,3 \cdot \gamma_s \cdot H$  si los anclajes se han de bloquear a **75 por ciento** de la carga nominal o menos. Si los anclajes se han de bloquear a **100 por ciento** de la carga nominal o superior, se deberá usar una ordenada máxima  $p_a = 0,4 \cdot \gamma_s \cdot H$ .

En el caso de los muros temporarios la distribución del empuje aparente del suelo de la Figura 3.11.5.7.1-1 sólo se deberá utilizar si se trata de excavaciones de duración breve y controlada, si el suelo no está fisurado y si no hay agua libre disponible.

Es posible que el diseño de un muro permanente esté controlado por cargas temporarias, por cuanto además de las cargas permanentes también se deberán evaluar las cargas temporarias.

##### **C 3.11.5.7.2b. Suelos blandos a medianamente rígidos**

Para suelos con  $4 < N_s < 6$ , utilizar el mayor valor de  $p_a$  obtenido ya sea de la Ecuación 3.11.5.7.2a-1 o bien de la Ecuación 3.11.5.7.2b-1.

#### **C 3.11.5.8. Empujes laterales del suelo para muros de tierra estabilizada mecánicamente**

##### **C 3.11.5.8.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 3.11.5.8.2. Estabilidad interna**

Las cargas soportadas por los refuerzos colocados en los muros de tierra estabilizada mecánicamente son el resultado de empujes verticales y laterales del suelo que existen dentro de la masa de suelo reforzado, la extensibilidad de los refuerzos, la rigidez del frente, la restricción en la base del muro, y la rigidez y resistencia del relleno de suelo dentro de la masa de suelo reforzado. El método para calcular  $T_{m\acute{a}x}$  se obtuvo empíricamente, en base a mediciones de la deformación de los refuerzos, convertidas a cargas en base al módulo de los refuerzos, a partir de ensayos de muros a escala real bajo condiciones de tensión de servicio. Por otra parte, el factor de carga **EV** se determinó considerando el empuje vertical ejercido por una masa de suelo sin refuerzos, y se calibró

para tomar en cuenta las incertidumbres inherentes al diseño por tensiones admisibles para la estabilidad externa de muros. **EV** no se puede aplicar directamente a las cargas internas de los refuerzos de los muros estabilizados mecánicamente, ya que la calibración de **EV** no se realizó considerando la estabilidad interna de un sistema reforzado.

En este caso el uso de **EV** para el factor de carga se debe considerar una medida interina, vigente hasta que haya más investigaciones disponibles para cuantificar los errores sistemáticos y la incertidumbre de la predicción de las cargas.

#### **C 3.11.5.9. Empujes laterales del suelo para muros modulares prefabricados**

Los muros modulares prefabricados son muros de gravedad que se construyen con elementos prefabricados de hormigón que se rellenan con suelo. Difieren de las estructuras de tierra estabilizada mecánicamente construidas con bloques o módulos en que los muros modulares prefabricados no contienen elementos para reforzar el suelo.

El ángulo de fricción del muro,  $\delta$ , es función de la dirección y la magnitud de los posibles movimientos, y de las propiedades del relleno. Si la estructura se asienta más que el relleno, el ángulo de fricción del muro será negativo.

Para calcular  $k_a$  se deben utilizar como máximo los ángulos de fricción de muros indicados en la Tabla C 3.11.5.9-1, a menos que se demuestre la existencia de coeficientes más precisos.

**Tabla C 3.11.5.9-1. Máximos ángulos de fricción de muros,  $\delta$**

<b>Caso</b>	<b>Ángulo de fricción del muro (<math>\delta</math>)</b>
Los módulos se asientan más que el relleno	0
Superficie de contacto continua de hormigón prefabricado (módulos de ancho uniforme)	$0,50 \phi_f$
Superficie de contacto promedio (módulos escalonados)	$0,75 \phi_f$

#### **C 3.11.5.10. Empujes laterales del suelo para barreras de sonido apoyadas en elementos embebidos verticales discretos y continuos**

La presión de suelo sobre las cimentaciones de las barreras de sonido es similar a la de muros de contención en voladizo que no son de gravedad presentados en el Artículo 3.11.5.6 excepto que la elevación del suelo en ambos lados del muro es a menudo la misma o, si hay una diferencia, no alcanza el tope del muro en un lado. Las disposiciones de este Artículo son aplicables a las cimentaciones de cualquier muro cuya función principal no es la contención de suelo, es decir, que no hay o hay poca diferencia en la elevación del suelo de relleno a cada lado del muro.

El ancho,  $b$ , en las Figuras 3.11.5.10-1 y 3.11.5.10-3, de los elementos verticales discretos efectivos en la movilización de la resistencia pasiva del suelo se basa en un método de análisis de Broms (1964a, 1964b) para pilotes verticales individuales embebidos en suelo cohesivo o granular. En el Artículo C 3.11.5.6 se presenta información adicional sobre los antecedentes del empuje de suelo sobre elementos verticales discretos.

Las principales fuerzas laterales aplicadas sobre barreras de sonido son las fuerzas de viento y las sísmicas; ambas son reversibles. Cuando la superficie del terreno en frente o detrás de la barrera de sonido, o ambas, no es plana o la superficie del terreno no está a la misma elevación en ambos lados de la barrera de sonido, se debe verificar el diseño suponiendo que la fuerza lateral se aplica en cualquiera de las dos direcciones. Se debe considerar el efecto de la dirección de la pendiente del terreno, es decir, hacia la barrera o alejándose de ella, en los cálculos del empuje de suelo para ambas direcciones de carga lateral. Los diagramas de empuje de suelo indicados en las Figuras 3.11.5.10-1 a 3.11.5.10-5 corresponden a la dirección de carga lateral mostrada en esas figuras.

### **C 3.11.6. Sobrecargas: *ES* y *LS***

Las sobrecargas concentradas inducidas por las fundaciones son normalmente el resultado de la carga permanente, sobrecarga, carga de viento, y posiblemente otras cargas que se asocian con factores de carga distintos de ***ES***. Sin embargo, la incertidumbre en la predicción de control de sobrecarga es la transmisión de la sobrecarga a través del suelo al muro u otra estructura por debajo de la sobrecarga. Por lo tanto, en ***ES*** se debe aplicar la sobrecarga concentrada nominal, a menos que el efecto combinado de las cargas de diseño aplicables en la unidad base y que transmita la carga a la parte superior del muro sea más conservadora. En este último caso, ***ES*** debe ser igual a **1,0** y las cargas de diseño en las zapatas se utilizarán como sobrecarga concentrada para el diseño del muro.

#### **C 3.11.6.1. Sobrecarga uniforme (*ES*)**

Si la sobrecarga uniforme se debe a una carga de suelo sobre la superficie superior, el factor de carga tanto para la componente horizontal como para la componente vertical se deberá tomar como se especifica en la Tabla 3.4.1-2 para sobrecarga de suelo.

La Tabla C 3.11.1-1 indica el movimiento del muro necesario para movilizar los empujes activo y pasivo extremos para diferentes tipos de relleno.

#### **C 3.11.6.2. Cargas puntuales, lineales y de faja (*ES*) – Muros restringidos contra el movimiento**

Las Ecuaciones 3.11.6.2-1, 3.11.6.2-2, 3.11.6.2-3 y 3.11.6.2-4 se basan en la hipótesis de que el muro no se mueve, es decir muros con un elevado grado de rigidez estructural o restringidos en sus partes superiores e incapaces de deslizarse en respuesta a las cargas aplicadas. Para los muros flexibles, esta hipótesis puede ser muy conservadora. El Artículo C 3.11.1 contiene información adicional sobre la capacidad de movimiento de los muros.

El punto en el muro no tiene que estar en un plano perpendicular al muro que pasa por el punto de aplicación de la carga.

El coeficiente de Poisson para suelos varía entre aproximadamente **0,25** y **0,49**. Los valores más bajos en general corresponden a suelos granulares o suelos cohesivos rígidos, mientras que los más elevados en general corresponden a suelos cohesivos blandos.

#### **C 3.11.6.3. Cargas de faja (*ES*) – Muros flexibles**

Las Figuras 3.11.6.3-1 y 3.11.6.3-2 se basan en la hipótesis de que el muro se puede mover lateralmente de manera relativamente libre (por ejemplo, muros de tierra estabilizada mecánicamente).

#### C 3.11.6.4. Sobrecarga viva (LS)

Los valores tabulados de  $h_{eq}$  se determinaron evaluando la fuerza horizontal contra un estribo o muro debido a la distribución de empuje producido por la sobrecarga vehicular del Artículo 3.6.1.2. Las distribuciones de empuje se desarrollaron a partir de soluciones basadas en el semiespacio elástico suponiendo las siguientes hipótesis:

- Las cargas vehiculares se distribuyen a través de un sistema de dos capas compuesto por el pavimento y el suelo de la subrasante.
- Los coeficientes de Poisson para los materiales del pavimento y la subrasante son **0,2** y **0,4**, respectivamente.
- Las cargas de las ruedas se modelaron como un número finito de cargas puntuales distribuidas en la totalidad del área de contacto de los neumáticos a fin de producir una tensión de contacto equivalente.
- En el proceso para igualar los momentos del muro, resultantes de la solución elástica, con el método de la sobrecarga equivalente, se utilizó un incremento de altura del muro de **0,075 m**.

Para muros que no se deforman ni mueven el valor del coeficiente de empuje lateral  $k$  se toma como  $k_o$ , especificado en el Artículo 3.11.5.2; para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar las condiciones activas mínimas  $k$  se toma como  $k_a$ , especificado en los Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7.

Los análisis utilizados para desarrollar las Tablas 3.11.6.4-1 y 3.11.6.4-2 se pueden consultar en Kim and Barker (1998).

Los valores de  $h_{eq}$  indicados en las Tablas 3.11.6.4-1 y 3.11.6.4-2 generalmente son mayores que el tradicional **0,60 m** de carga de suelo históricamente utilizada en las especificaciones AASHTO, pero menores que los valores indicados en las especificaciones de ediciones previas a 1998. El valor tradicional corresponde a un único camión de **90 kN** anteriormente conocido como camión **H10**, Peck et al. (1974). Esto explica parcialmente el aumento de  $h_{eq}$  en ediciones previas a la especificación AASHTO LRFD 2012. Análisis posteriores, por ejemplo los realizados por Kim and Barker (1998), demuestran la importancia de la dirección del tránsito, es decir paralela para un muro y perpendicular para un estribo, sobre la magnitud de  $h_{eq}$ . La magnitud de  $h_{eq}$  es mayor para un estribo que para un muro debido a la proximidad y menor separación de las cargas de rueda respecto de la parte posterior de un estribo en comparación con un muro. El paramento posterior del muro se debe tomar como la superficie de contacto considerada. Ver el Artículo C 11.5.5 para información sobre la aplicación de empujes debidos a sobrecargas en muros de sostenimiento.

#### C 3.11.6.5. Reducción de la sobrecarga

Este Artículo se aplica fundamentalmente al caso de las losas de acceso, las cuales son soportadas en uno de sus bordes por el paramento posterior de un estribo y por lo tanto transmiten carga directamente al mismo.

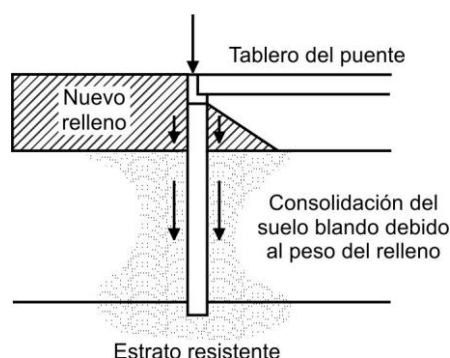
#### C 3.11.7. Reducción debida al empuje del suelo

La intención de este requisito es refinar el enfoque tradicional según el cual el empuje del suelo se reduce en un **50 por ciento** para obtener el máximo momento positivo en la losa

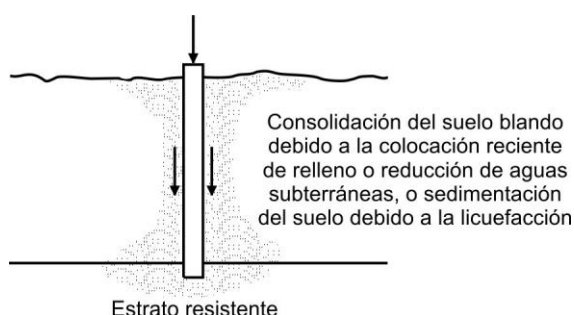
superior de alcantarillas y pórticos. Permitiendo estimar con mayor precisión las solicitaciones en presencia de empujes del suelo.

### C 3.11.8. Fricción negativa

La fricción negativa, también conocida como carga de arrastre (hacia abajo), puede ser generada por el asentamiento del suelo debido a las cargas aplicadas después que los pilotes fueran hincados, tales como un terraplén de aproximación, como se muestra en la Figura C 3.11.8-1. La consolidación también puede ocurrir debido a la reciente reducción del nivel de las aguas subterráneas, como se muestra en la Figura C 3.11.8-2.



**Figura C 3.11.8-1. Situación común de fricción negativa debido al peso del relleno (Hannigan, et al., 2005)**



**Figure C 3.11.8-2. Situación común de fricción negativa debido a causas distintas que la colocación reciente de relleno.**

Respecto a los factores de carga para fricción negativa, indicados en la Tabla 3.4.1-2, se utiliza el máximo factor de carga cuando se analizan las máximas cargas hacia abajo en los pilotes. El mínimo factor de carga será utilizado sólo cuando se analicen las posibles cargas de levantamiento.

Para algunos métodos de estimación de fricción negativa, la magnitud del factor de carga depende de la magnitud de la carga de fricción negativa en relación con la carga permanente. Los factores de carga de fricción negativa se desarrollaron teniendo en cuenta que las cargas de fricción negativa iguales o mayores a la magnitud de la carga permanente se convierten en algo poco práctico para el diseño. Ver Allen (2005) para una orientación e información adicional sobre la magnitud de la solicitación generada por la fricción negativa.

Los métodos para eliminar la posible fricción estática negativa incluyen la aplicación de una carga previa. El procedimiento para llevar a cabo la carga previa se presenta en Cheney and Chassie (2000).

El asentamiento después de la licuefacción puede generar también fricción negativa. Los métodos para disminuir la fricción negativa inducida por la licuefacción se presentan en Kavazanjian, et al. (1997).

La aplicación de la fricción negativa a los grupos de pilotes hincados o excavados puede ser compleja. Si el cabezal del pilote hincado o excavado está cerca o por debajo del material de relleno se generará el asentamiento por consolidación del suelo blando subyacente, el cabezal proporcionará la adecuada transferencia de tensiones para producir el asentamiento del suelo dentro del grupo de pilotes hincados o excavados. La fricción negativa aplicada en este caso es la fuerza de fricción alrededor de la parte exterior del grupo de pilotes hincados o excavados y en los laterales del cabezal (si lo hubiere). Si el cabezal está ubicado encima del relleno generando esfuerzos de consolidación o si los pilotes hincados o excavados se utilizan como columnas individuales para resistir la estructura sobre el suelo, la fricción negativa en cada pilote hincado o excavado individual controlará la magnitud de la carga. Si son probables los efectos del grupo, la fricción negativa se debe determinar utilizando la fuerza de corte actuando en el perímetro del grupo, además de la suma de las fuerzas de fricción negativa de cada pilote hincado o excavado individual. El mayor de los dos cálculos se deberá utilizar para el diseño.

La fricción lateral utilizada para estimar la fricción negativa debido al asentamiento por licuefacción debe ser una estimación prudente, siendo igual a la resistencia del suelo residual en la zona de licuefacción, y a la fricción lateral generada en las capas no licuefactibles por encima de la zona de licuefacción.

Las cargas transitorias pueden reducir la fricción negativa porque generan un movimiento descendente del pilote que resulta en una reducción temporal o eliminación de la carga de fricción negativa. Es conservador entonces incluir las cargas transitorias junto con la fricción negativa.

El procedimiento paso a paso, para determinar la fricción negativa, es presentado en detalle en Hannigan, et al. (2005).

El aumento de la tensión en cada capa de suelo debido a la carga de terraplén se puede estimar utilizando los procedimientos indicados en Hannigan et al. (2005) o Cheney and Chassie (2000).

Si el asentamiento se debe a la licuefacción, se pueden utilizar los procedimientos indicados en Tokimatsu and Seed (1987) o Ishihara and Yoshimine (1992), para estimar dichos asentamientos.

Los métodos utilizados para estimar la fricción negativa son los mismos que los utilizados para estimar la resistencia por fricción lateral, tal como se describe en los Artículos 10.7 y 10.8. La distinción entre ambos es que la fricción negativa arrastra al pilote hincado o excavado hacia abajo aumentando la carga de fundación, mientras que la fricción lateral resiste el descenso de los pilotes hincados o excavados y, por tanto, soporta las cargas de la fundación.

La fricción negativa puede ser estimada para los pilotes utilizando los métodos  $\alpha$  o  $\lambda$  para suelos cohesivos. Un enfoque alternativo sería utilizar el método  $\beta$  donde las condiciones a largo plazo después de la consolidación deben ser consideradas. Las capas de suelo poco cohesivo por encima de las capas consolidadas contribuirán también a la fricción negativa, y la resistencia lateral negativa en estas capas debe ser estimada utilizando un método de tensiones efectivas.

Las cargas de fricción negativa para pilotes excavados se pueden estimar utilizando el método  $\alpha$  para suelos cohesivos y el método  $\beta$  para suelos granulares, como se especifica

en el Artículo 10.8, para el cálculo de la resistencia negativa del pilote excavado. Al igual que en el caso de la resistencia friccional positiva del fuste, una longitud de **1,50 m** en la parte superior y una longitud en la parte inferior supuesta igual a un diámetro del fuste, no contribuyen a las cargas de fricción negativa. Cuando se utiliza el método  $\alpha$ , se debe considerar una tolerancia para un posible aumento de la resistencia al corte no drenado a medida que ocurre la consolidación.

El método del plano neutro se describe y analiza en NCHRP 393 (Briaud and Tucker, 1993).

### **C 3.12. EFECTOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS: $TU$ , $TG$ , $SH$ , $CR$ , $SE$ , $PS$**

#### **C 3.12.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.12.2. Temperatura uniforme**

##### **C 3.12.2.1. Rango de temperatura para el Procedimiento A**

El Procedimiento **A** es el método histórico que ha sido utilizado para el diseño de puentes. Se puede determinar si un clima es moderado en base al número de días helados por año. Si el número de días helados es menor que **14**, el clima se puede considerar moderado. Se entiende por días helados a aquellos en los cuales la temperatura media es inferior a **0°C**.

Aunque los cambios de temperatura en un puente no ocurren de manera uniforme, los puentes generalmente están proyectados suponiendo un cambio uniforme de temperatura. Es importante la orientación de las guías de rodamientos y la libertad de movimiento de rodamiento. Apoyos pronunciadamente oblicuos y en curvatura aguda pueden causar exceso de las fuerzas térmicas laterales en los apoyos si sólo se permite el movimiento tangencial. Los puentes anchos son particularmente propensos a grandes fuerzas térmicas laterales porque el puente se expande radialmente como así también longitudinalmente.

##### **C 3.12.2.2. Rango de temperatura para el Procedimiento B (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 3.12.2.3. Movimientos térmicos de diseño (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 3.12.3. Gradiente de temperatura**

El gradiente de temperatura está incluido en varias de las combinaciones de cargas de la Tabla 3.4.1-1. Esto no significa que sea necesario investigar este gradiente para todos los tipos de estructuras. Si la experiencia ha demostrado que despreciando el gradiente de temperatura se obtiene un tipo de estructura que no ha sufrido problemas estructurales, el Propietario puede optar por excluir el gradiente de temperatura. Los puentes multiviga constituyen un ejemplo de un tipo de estructura para el cual se debe aplicar el criterio profesional y tomar en cuenta las experiencias pasadas.

En el diseño de los apoyos y subestructuras también se debe calcular y considerar la redistribución de las cargas reactivas, tanto transversal como longitudinalmente.

El gradiente de temperatura aquí dado es una modificación de la propuesta en Imbsen et al. (1985), que se basó en estudios de superestructuras de hormigón. La adición para las superestructuras de acero se basa en el gradiente de temperatura para ese tipo de puente

indicado en las Especificaciones de Puente Australiano ("Australian Bridge Specifications", AUSTROADS, 1992).

Los datos de la Tabla 3.12.3-1 no distinguen entre presencia o ausencia de una sobrecapa asfáltica sobre el tablero. A través de diferentes mediciones in situ se han obtenido indicaciones aparentemente diferentes sobre el efecto aislante del asfalto o la contribución del mismo (Spring, 1997). Por lo tanto, en este documento se ha ignorado cualquier posible propiedad aislante.

Las temperaturas dadas en la Tabla 3.12.3-1 constituyen la base para calcular la variación de la temperatura en función de la altura de la sección transversal, no la temperatura absoluta.

#### **C 3.12.4. Contracción diferencial**

El Proyectista puede especificar el cronograma y la secuencia de la construcción a fin de minimizar las tensiones generadas por la contracción diferencial entre los componentes. El factor de carga se puede reducir a **1,0** si el ensayo físico se realiza para establecer las propiedades del material y los valores del límite superior son utilizados en el análisis.

#### **C 3.12.5. Fluencia lenta**

El factor de carga se puede reducir a **1,0** si el ensayo físico se realiza para establecer las propiedades del material y los valores del límite superior son utilizados en el análisis.

#### **C 3.12.6. Asentamiento**

Las solicitaciones generadas por el asentamiento se pueden reducir considerando la fluencia lenta. Las combinaciones de carga analizadas en las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2, que incluyen asentamientos, se deben repetir para determinar en forma individual el posible asentamiento de cada unidad de la subestructura, así como combinaciones de asentamientos unitarios de la subestructura que puede generar solicitaciones críticas en la estructura.

#### **C 3.12.7. Fuerzas secundarias generadas por el postesado, *PS***

En los programas computacionales de análisis de pórticos, las fuerzas secundarias son generalmente obtenidas restando la fuerza primaria de pretensado del pretensado total.

### **C 3.13. FUERZAS FRICCIONALES: *FR***

Los coeficientes de fricción se pueden obtener de los libros de texto habituales. Si fuera necesario, estos valores se pueden determinar mediante ensayos físicos, particularmente si se espera que la superficie sea rugosa durante su vida de servicio.

### **C 3.14. COLISIÓN DE EMBARCACIONES: *CV***

#### **C 3.14.1. Requisitos generales**

La colisión intencional entre una embarcación y un puente puede ser considerado cuando se realizan estudios de seguridad.

La navegabilidad de un curso de agua generalmente es decretada por la Prefectura Naval Argentina.



Los requisitos aquí presentados fueron adaptados a partir del documento “AASHTO Guía de especificaciones y comentarios para el diseño de puentes de carretera frente a la colisión de embarcaciones” (AASHTO Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, 1991), utilizando la alternativa de aceptación de riesgos denominada Método **II** y modificada para la segunda edición (2009). La Guía de Especificaciones de 1991 requería el uso de una embarcación simple con una longitud total (**LOA**) seleccionada de acuerdo con el criterio del Método **I** para utilizarlo en la estimación de la probabilidad geométrica y la velocidad de impacto que represente las clasificaciones de todas las embarcaciones. Esta era una simplificación conservadora aplicada para reducir la cantidad de esfuerzo requerido en el análisis. Con la introducción de los ordenadores y la programación personal, la simplificación se puede anular y **AF** se puede obtener rápidamente para cada embarcación de diseño, que fuera previsto originalmente. El resultado final es un modelo más preciso para el estudio de la colisión de embarcaciones así como las conclusiones son más informativas sobre la flota de embarcaciones y las probabilidades asociadas de colisión.

Otra fuente de información fueron los procedimientos de un coloquio internacional, “Colisiones de embarcaciones contra puentes y estructuras fuera de costa” (Ship Collisions with Bridges and Offshore Structures, IABSE, 1983).

Las barcasas se categorizan por toneladas americanas (**ton = 907 kg**), y los buques por toneladas métricas (**tonne = 1000 kg**).

El tonelaje de peso muerto (**DWT**, “Deadweight Tonnage”) de una embarcación es el peso de la carga, combustible, agua y provisiones. El **DWT** es sólo una parte del peso total de la embarcación, pero permite una estimación de carácter general del tamaño del buque.

En todas las vías navegables se deben especificar un impacto mínimo provocado por una barcaza sin carga a la deriva, y en las vías de gran calado especificar el impacto del mástil de un buque a la deriva, ya que son colisiones accidentales que ocurren muy frecuentemente.

La intención de los requisitos sobre colisión de embarcaciones es minimizar el riesgo de falla catastrófica de puentes que cruzan sobre vías navegables, por impactos provocados por embarcaciones desviadas de su curso. Las fuerzas de impacto representan, en base probabilística, la peor colisión frontal posible, con la embarcación desplazándose hacia adelante a una velocidad relativamente elevada. Los requisitos son aplicables para buques mercantes de casco metálico de más de **1000·DWT** y para barcasas que operan en vías navegables no marítimas.

El diseño y la geometría del canal navegable pueden afectar las condiciones de navegación, el tamaño máximo de las embarcaciones que pueden utilizar la vía, y la condición de carga y velocidad de las embarcaciones que se aproximan a un puente. La presencia de curvas, intersecciones con otras vías navegables y la presencia de otros cruces de puentes cerca del puente considerado aumentan la probabilidad de accidentes. Los recorridos de las embarcaciones, en relación con el canal de navegación y las pilas del puente, pueden afectar el riesgo de que embarcaciones que se han desviado de su curso impacten contra las pilas y las partes expuestas de la superestructura.

El calado y las condiciones de carga de las embarcaciones afectan el lugar donde las cargas de impacto se aplican a la pila, y la susceptibilidad de la superestructura a ser impactada por las embarcaciones. Además, el calado juega un papel crítico en la accesibilidad de las embarcaciones a las pilas y a los tramos que se encuentran fuera del canal navegable. El calado en la pila no debe incluir la socavación a corto plazo. Además, no sólo se debe evaluar la profundidad del agua en la ubicación de la pila analizada, sino también aguas arriba y abajo de la misma, que puede ser menos profunda con la consecuencia de bloquear la trayectoria de determinadas embarcaciones de calado profundo y evitar que los mismos golpeen a la pila. En vías navegables con mayores fluctuaciones del calado, el calado utilizado puede afectar significativamente los requisitos estructurales para el diseño de las pilas y/o sus obras de protección.

La maniobrabilidad de las embarcaciones se reduce con el bajo calado libre debajo de la quilla, típico en las vías navegables interiores. Este bajo calado libre debajo de la quilla también puede afectar las fuerzas hidrodinámicas durante una colisión, aumentando la energía de colisión, particularmente en dirección transversal. Además, las embarcaciones cargadas de lastre pueden ser fuertemente afectadas por los vientos y las corrientes. Cuando navegan cargadas con lastre, las embarcaciones son susceptibles a las ráfagas de viento, que podrían empujarlas contra el puente.

Es muy difícil controlar y dirigir los remolcadores de barcazas, especialmente en la proximidad de curvas y en vías navegables con elevadas velocidades de flujo y corrientes transversales. Al maniobrar en una curva, los remolcadores experimentan un efecto de deslizamiento en dirección opuesta a la dirección del giro, debido a fuerzas inerciales que muchas veces se acoplan con el flujo de la corriente. Los puentes ubicados en vías navegables con flujos de alta velocidad, y próximos a una curva del canal navegable, probablemente serán impactados por barcazas a intervalos frecuentes.

A menos que se indique lo contrario en este Reglamento, es recomendable la evaluación de los siguientes dos eventos de colisión de embarcaciones combinados con las condiciones de socavación:

- Una barcaza vacía a la deriva, que se libera de sus anclajes y que golpea al puente. Las cargas de impacto de la embarcación se deben combinar con la mitad de la socavación preestablecida a largo plazo más la mitad de la socavación preestablecida a corto plazo. El caudal, nivel del agua, y la profundidad de socavación a corto plazo son las variables asociadas con la socavación de puentes producida por la crecida de diseño (**100 años** para los eventos de inundación).
- Un buque o un remolque de barcaza golpeando el puente mientras transita por el canal de navegación bajo condiciones típicas de las vías navegables. Las cargas de impacto de la embarcación deben ser combinadas con los efectos de la mitad de la socavación a largo plazo y no de la socavación a corto plazo. El caudal y el nivel del agua se deben tomar de las condiciones medias anuales.

#### **C 3.14.2. Responsabilidad del Propietario**

Es posible que también se requieran sistemas de protección para puentes sobre canales navegables sólo utilizados por embarcaciones de placer o pequeñas embarcaciones comerciales. En estos casos generalmente se utilizan dolines y sistemas de defensa para proteger las pilas y minimizar los riesgos cuando las embarcaciones que utilizan la vía pasan debajo del puente.

#### **C 3.14.3. Clasificación operativa del puente**

Este Artículo implica que un puente crítico o esencial puede sufrir daños de magnitud aceptable para el Propietario, según lo especificado en el Artículo 3.14.2, pero no deberá colapsar y deberá permanecer en servicio aún cuando sea necesario efectuar reparaciones.

#### **C 3.14.4. Embarcación de diseño**

Se realiza un análisis de la frecuencia anual de colapso para cada pila o componente de tramo expuesto a colisiones. A partir de este análisis se puede determinar una embarcación de diseño y las cargas de impacto asociadas, para cada pila o componente de tramo. El tamaño de la embarcación de diseño y las cargas de impacto pueden variar considerablemente entre los componentes de una misma estructura, dependiendo de la

geometría del curso de agua, el calado disponible, la geometría del puente y las características del tránsito de embarcaciones.

La embarcación de diseño se selecciona utilizando un procedimiento de análisis de base probabilística en el cual la frecuencia anual de colapso del puente, **AF**, se compara con un criterio de aceptación. El procedimiento de análisis es un proceso iterativo en el cual se selecciona una embarcación de diseño tentativa para un componente del puente y se calcula una **AF** resultante en base a las características del curso de agua, del puente y de la flota de embarcaciones. Esta **AF** se compara con el criterio de aceptación, y las variables del análisis se revisan o modifican según sea necesario para satisfacer este criterio. Las principales variables que el Proyectista habitualmente puede modificar incluyen:

- Ubicación del puente respecto del curso de agua,
- Ubicación y luces libres de la pila del puente y los componentes de los tramos,
- Resistencia de las pilas y superestructuras, y
- Uso de sistemas de protección ya sea para reducir o bien para eliminar las fuerzas de impacto.

#### **C 3.14.5. Frecuencia anual de colapso**

Investigadores de todo el mundo han desarrollado diferentes modelos de evaluación del riesgo de colisión de embarcaciones contra puentes (IABSE, 1983; Modjeski and Masters, 1984; Prucz, 1987; Larsen, 1993). Prácticamente la totalidad de estos modelos se basan en una forma similar a la Ecuación 3.14.5-1, la cual se utiliza para calcular la frecuencia anual de colapso del puente, **AF**, asociada con un componente determinado del puente. La inversa de la frecuencia anual de colapso, **1/AF**, es igual al período de retorno en años. La sumatoria de las frecuencias anuales calculadas para todos los intervalos de clasificación de embarcaciones para un componente en particular es igual a la frecuencia anual de colapso del componente.

El riesgo se puede definir como la potencial ocurrencia de consecuencias indeseables a partir de un evento dado. Involucra tanto una probabilidad de ocurrencia de un evento como la magnitud de sus consecuencias. La definición de un nivel de riesgo aceptable es un proceso orientado al valor y, por su propia naturaleza, es subjetivo (Rowe, 1977).

En base a datos históricos, la principal zona de riesgo de impacto de embarcaciones es la parte central del puente próxima al canal de navegación. Los límites de esta zona se extienden en una distancia igual a **3 veces LOA** a cada lado de las líneas de centro de los recorridos de entrada y salida de las embarcaciones. Para la mayoría de los puentes estas líneas de centro coinciden con la línea de centro del canal de navegación. Si debajo del puente hay tránsito en dos direcciones, la línea de centro de los recorridos de entrada y salida de las embarcaciones se deben tomar como la línea de centro de cada mitad del canal, respectivamente.

La distribución del criterio de aceptación de **AF** entre las pilas y componentes de tramo expuestos se basa en el juicio profesional del Proyectista. Un método posible consiste en distribuir el riesgo aceptable equitativamente entre todos los componentes. Generalmente este método no es recomendable, ya que no toma en cuenta la importancia y el elevado costo de los componentes principales del tramo. El método de preferencia consiste en

distribuir el riesgo entre las pilas y componentes de tramo en base a su valor porcentual respecto del costo de reemplazo de la estructura en la zona central de análisis.

#### **C 3.14.5.1. Distribución de frecuencia de las embarcaciones**

Para determinar la distribución de las embarcaciones de diseño primero el Proyectista deberá establecer el número de embarcaciones que utilizan la vía navegable, o canal bajo el puente, y las características de las mismas. Debido a que el calado limita el tamaño de las embarcaciones que podrían impactar contra los componentes de un puente, los datos sobre la frecuencia de las embarcaciones en el canal navegable se pueden modificar, según corresponda, en base al calado en cada componente del puente para determinar el número y las características de las embarcaciones que podrían impactar la pila o componente de tramo analizado. Por lo tanto, cada componente podría tener un valor diferente de ***N***.

Las características de las embarcaciones necesarias para realizar este análisis incluyen:

- Tipo de embarcación, es decir, buque o barcaza;
- Tamaño en base al tonelaje de peso muerto (***DWT***) de la embarcación;
- Características de operación del tránsito entrante y saliente;
- Estado de carga de la embarcación, es decir, embarcación cargada, parcialmente cargada, con lastre o vacía;
- Longitud total (***LOA***);
- Ancho o manga, ***B<sub>M</sub>***;
- Calado asociado con cada estado de carga;
- Profundidad de la proa, ***D<sub>B</sub>***;
- Forma de la proa;
- Tonelaje desplazado, ***W***;
- Distancia libre vertical; y
- Número de pasadas anuales bajo el puente.

El documento “AASHTO Guía de especificaciones y comentarios para el diseño de puentes de carretera frente a la colisión de embarcaciones” (AASHTO Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, 2009) indica las fuentes donde se pueden obtener datos sobre las embarcaciones y características típicas de los buques y barcasas.

El Proyectista deberá utilizar su juicio profesional para desarrollar una distribución de los datos de frecuencia de las embarcaciones en base a agrupamientos discretos o categorías de tamaño de las embarcaciones por ***DWT***. Se recomienda que los intervalos de ***DWT***, utilizados para desarrollar la distribución de las embarcaciones, no sea mayor que

**20000-DWT** para embarcaciones de menos de **100000-DWT**, y no mayor que **50000-DWT** para buques de más de **100000-DWT**.

### **C 3.14.5.2. Probabilidad de desviación**

#### **C 3.14.5.2.1. Requisitos generales**

La probabilidad de desviación está relacionada principalmente con las condiciones de navegación en la ubicación del puente. Las reglamentaciones para el tránsito de embarcaciones, los sistemas de gerenciamiento del tránsito y las ayudas para la navegación pueden mejorar las condiciones de navegación y reducir la probabilidad de desviación.

La probabilidad de desviación, **PA**, a veces denominado probabilidad de casualidad, es una medida del riesgo de que una embarcación esté en problemas debido a errores del piloto, condiciones ambientales adversas o fallas mecánicas.

La evaluación de estadísticas de accidentes indica que el error humano y las condiciones ambientales adversas son las principales causas de accidente, no así las fallas mecánicas. En general, se estima que entre el **60** y el **85 por ciento** del total de accidentes sufridos por embarcaciones son atribuibles al error humano.

#### **C 3.14.5.2.2. Método estadístico**

El método más exacto para determinar **PA** consiste en calcularla utilizando estadísticas sobre accidentes sufridos por embarcaciones en la vía navegable recabados durante un largo período de tiempo y datos sobre la frecuencia del tránsito de buques/barcazas correspondientes al mismo período de tiempo (Larsen, 1983). Para estimar **PA** también se han utilizado datos obtenidos de estudios de simulación y análisis de radar de los movimientos de las embarcaciones en la vía navegable. En base a datos históricos se ha determinado que la tasa de desviación correspondiente a barcazas es generalmente dos o tres veces mayor que la medida en el mismo curso de agua para buques.

#### **C 3.14.5.2.3. Método aproximado**

Debido a que la determinación de **PA** en base a datos de accidentes reales a menudo resulta un proceso difícil y laborioso, al desarrollar el documento "AASHTO Guía de especificaciones para el diseño de puentes de carretera frente a la colisión de embarcaciones" (AASHTO Guide Specification on Vessel Collision Design of Highway Bridges) se estableció un método alternativo para determinar **PA**. Las ecuaciones contenidas en este Artículo son relaciones empíricas basadas en datos sobre accidentes históricos. En general los valores de **PA** pronosticados mediante estas ecuaciones concuerdan con los valores determinados a partir de estadísticas sobre accidentes, aunque también se han observado desviaciones.

Se debe observar que el procedimiento para calcular **PA** mediante la Ecuación 3.14.5.2.3-1 no puede ser considerado ni riguroso ni exhaustivo. Hay varias influencias, tales como el viento, las condiciones de visibilidad, las ayudas para la navegación, el pilotaje, etc., que no se incluyeron directamente en el método debido a las dificultades que plantea su cuantificación. Estas influencias fueron incluidas indirectamente, ya que las ecuaciones empíricas se desarrollaron a partir de datos sobre accidentes en los cuales estos factores tuvieron influencia.

Se prevé que las investigaciones futuras proporcionarán una mejor comprensión de la probabilidad de desviación y la forma de estimar con precisión su valor. La implementación de sistemas avanzados de control de tránsito de embarcaciones utilizando tecnología automatizada de vigilancia y alerta podría reducir significativamente la probabilidad de desviaciones en vías navegables.

### C 3.14.5.3. Probabilidad geométrica

La probabilidad geométrica, **PG**, se define como la probabilidad condicional de que una embarcación choque contra una pila o componente de la superestructura de un puente, debido a que ha perdido el control, es decir, está desviada de su curso en la proximidad del puente. La probabilidad de ocurrencia depende de los siguientes factores:

- Geometría de la vía navegable;
- Calados de la vía navegable;
- Ubicación de las pilas del puente;
- Luces libres de los tramos;
- Recorrido de navegación de la embarcación;
- Características de maniobrabilidad de la embarcación;
- Ubicación, rumbo y velocidad de la embarcación;
- Ángulo del timón en el momento que se produce la falla;
- Condiciones ambientales;
- Ancho, longitud y geometría de la embarcación; y
- Calado de la embarcación.

La luz libre horizontal del tramo navegable afecta significativamente el riesgo de colisión de una embarcación contra las pilas principales. El análisis de accidentes ocurridos en el pasado indica que los puentes con tableros fijos cuyo tramo principal tiene menos que dos a tres veces la longitud de la embarcación de diseño, o menos que dos veces el ancho del canal, son particularmente vulnerables a la colisión de embarcaciones.

Existen diferentes modelos de probabilidad geométrica, alguno de ellos basados en estudios de simulación, que han sido recomendados y utilizados en diferentes proyectos específicos y para el desarrollo de requisitos generales para el diseño de puentes. Estos modelos se describen en IABSE (1983), Modjeski and Masters (1984), Prucz (1987) y Larsen (1993). El método utilizado aquí para determinar **PG** es similar al propuesto por Knott et al. (1985). El uso de una distribución normal se basa en datos históricos sobre accidentes de buques/barcazas. Para calcular **PG** se recomienda que  $\sigma = LOA$  de la embarcación de diseño, y que los componentes del puente ubicados a más de  $3 \cdot \sigma$  del eje del recorrido de las embarcaciones no sean incluidos en el análisis, salvo el requisito sobre impacto mínimo del Artículo 3.14.1.

Los datos sobre accidentes utilizados para desarrollar la metodología para determinar **PG** corresponden fundamentalmente a buques. Si bien se producen accidentes de barcazas con bastante frecuencia, se han publicado pocas investigaciones al respecto. Hasta que esta información esté disponible se recomienda aplicar el mismo  $\sigma = LOA$  desarrollado para buques al caso de las barcazas, incluyendo el remolcador.

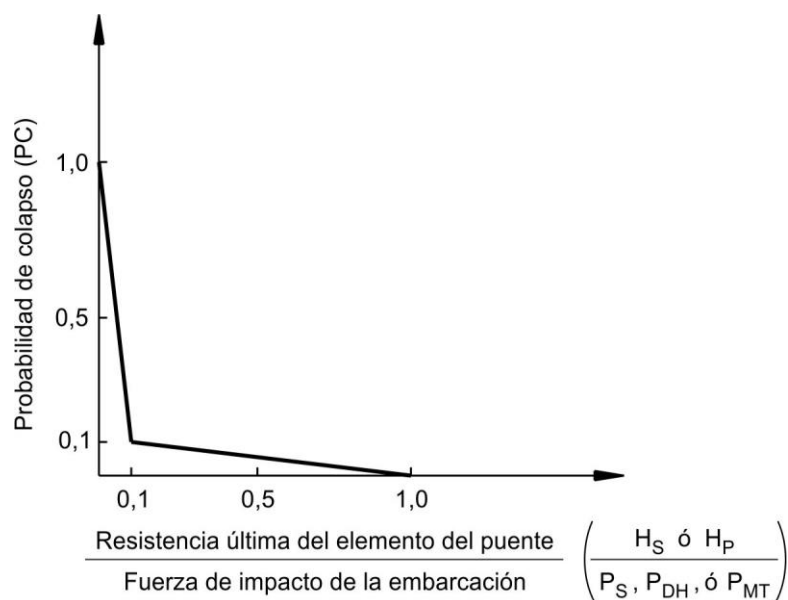
#### C 3.14.5.4. Probabilidad de colapso

La probabilidad de que el puente colapse una vez que ha sido impactado por una embarcación desviada, **PC**, es una probabilidad compleja y depende del tamaño, tipo, configuración, velocidad, dirección y masa de la embarcación. También depende de la naturaleza de la colisión y de las características de rigidez/resistencia de la pila del puente y la superestructura para resistir las cargas de impacto provocadas por la colisión.

La metodología empleada para estimar **PC** fue desarrollada por Cowiconsult (1987), en base a estudios realizados por Fujii and Shiobara (1978) utilizando datos históricos recolectados en Japón sobre daños de embarcaciones que chocan en alta mar. Los daños a las pilas de puentes se basan en información sobre daños sufridos por las embarcaciones, ya que los datos disponibles acerca de la colisión contra puentes son relativamente escasos.

La Figura C 3.14.5.4-1 ilustra la distribución de la probabilidad de colapso. De esta figura se deducen los siguientes resultados:

- Si la resistencia al impacto de la pila o superestructura es mayor que la fuerza de impacto de la embarcación de diseño, la probabilidad de colapso del puente es **0,0**.
- Si la resistencia al impacto de la pila o superestructura está comprendida entre **10** y **100 por ciento** de la fuerza de impacto de la embarcación de diseño, la probabilidad de colapso del puente varía linealmente entre **0,0** y **0,10**.
- Si la resistencia al impacto de la pila o superestructura es inferior al **10 por ciento** de la fuerza de impacto, la probabilidad de colapso del puente varía linealmente entre **0,10** y **1,0**.



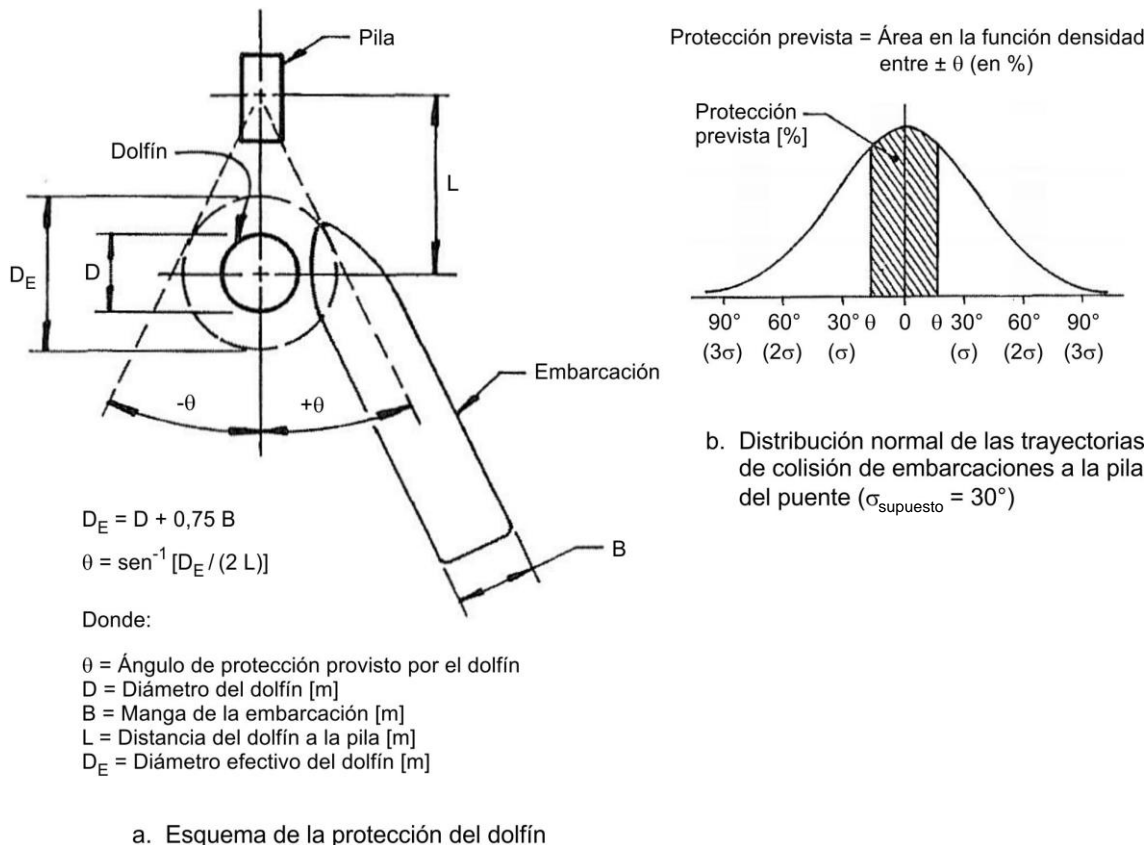
**Figura C 3.14.5.4-1. Distribución de la probabilidad de colapso**

#### C 3.14.5.5. Factor de protección

El propósito del factor de protección, **PF**, es para ajustar la frecuencia anual de colapso, **AF**, para la protección total o parcial de los pilares de puentes seleccionados, de colisiones con embarcaciones, tales como:

- Dolfin, islas, etc.,
- Condiciones existentes del sitio, como un puente paralelo al puente protegido contra impactos en una dirección,
- Una característica de la vía de navegación (tal como una península que se extiende sobre un lado del puente) que puede bloquear el golpe de la embarcación a las pilas del puente, o
- Una estructura de muelle, cerca del puente, que puede bloquear una embarcación en una cierta dirección.

El procedimiento recomendado para la estimación de los valores de **PF** se muestra en la Figura C 3.14.5.5-1. Allí se ilustra el desarrollo de un modelo simple para estimar la eficacia en la protección de una pila de puente con dolfin.



**Figura C 3.14.5.5-1. Modelo ilustrativo del factor de protección (PF) de una pila de puente protegida por un dolfin**

### C 3.14.6. Velocidad de colisión de diseño



La distribución triangular de la velocidad de impacto, en función de la longitud del puente, centrada en el eje del recorrido de las embarcaciones dentro del canal, se basa en datos históricos de accidentes. Estos datos indican que los buques y barcas desviadas que chocan contra las pilas más alejadas del canal navegable lo hacen desplazándose a velocidades menores que aquellos que chocan contra pilas ubicadas más cerca de los límites del canal. Las embarcaciones desviadas ubicadas a grandes distancias del canal generalmente están a la deriva, arrastradas por la corriente. Las embarcaciones desviadas muy próximas al canal se desplazan a velocidades cercanas a las de los buques y barcas en el canal navegable principal.

Se desconoce la distribución exacta de la reducción de la velocidad. Sin embargo, se eligió una distribución triangular tanto por su sencillez como por su razonabilidad para modelar la situación de la velocidad de las embarcaciones desviadas. En la Figura 3.14.6-1 el uso de una distancia igual a **3 veces LOA**, para definir los límites donde la velocidad de diseño se vuelve igual a la de la corriente de agua, se basa en la observación de que más allá de estos límites se han producido muy pocos accidentes, a excepción de aquellos provocados por embarcaciones a la deriva.

La selección de la velocidad de colisión de diseño es uno de los parámetros de diseño más significativos asociados con los requisitos sobre colisión de embarcaciones. El Proyectista debe aplicar su juicio profesional para determinar la velocidad de diseño adecuada correspondiente a las embarcaciones que transitan por la vía navegable. La velocidad seleccionada debe reflejar la velocidad de tránsito “típica” de la embarcación de diseño bajo condiciones “típicas” de viento, corriente, visibilidad, tránsito en sentido opuesto, geometría de la vía navegable, etc. Debido a la posible presencia de corrientes en la vía navegable, es posible que sea necesario adoptar velocidades diferentes para el tránsito entrante y para el tránsito saliente.

En vías navegables sujetas a inundaciones estacionales, para determinar la mínima velocidad de colisión, se deben considerar las velocidades de los flujos de crecida.

En general, la velocidad de diseño no se debe basar en valores extremos representativos de eventos extremos, tales como inundaciones excepcionales u otras condiciones ambientales extremas. Las embarcaciones en tránsito, bajo estas condiciones, no son representativas de las situaciones “medias anuales” que reflejan las condiciones típicas de tránsito.

### **C 3.14.7. Energía de colisión de una embarcación**

La Ecuación 3.14.7-1 es la relación estándar  $m \cdot V^2/2$  utilizada para calcular la energía cinética con conversión de masa a peso, en la cual se han convertido las unidades e incorporado un coeficiente de masa hidrodinámica,  $C_H$ , para tener en cuenta la influencia del agua circundante sobre la embarcación en movimiento.

Las recomendaciones para estimar  $C_H$ , para embarcaciones que avanzan hacia adelante, se basan en Saul and Svensson (1980) y en datos presentados por PIANC (1984). Se debe observar que estos coeficientes de masa hidrodinámica son menores que los utilizados habitualmente para el cálculo de muellaje, donde hay una gran masa de agua que se mueve junto con la embarcación a medida que ésta se aproxima al muelle desde una dirección lateral o transversal.

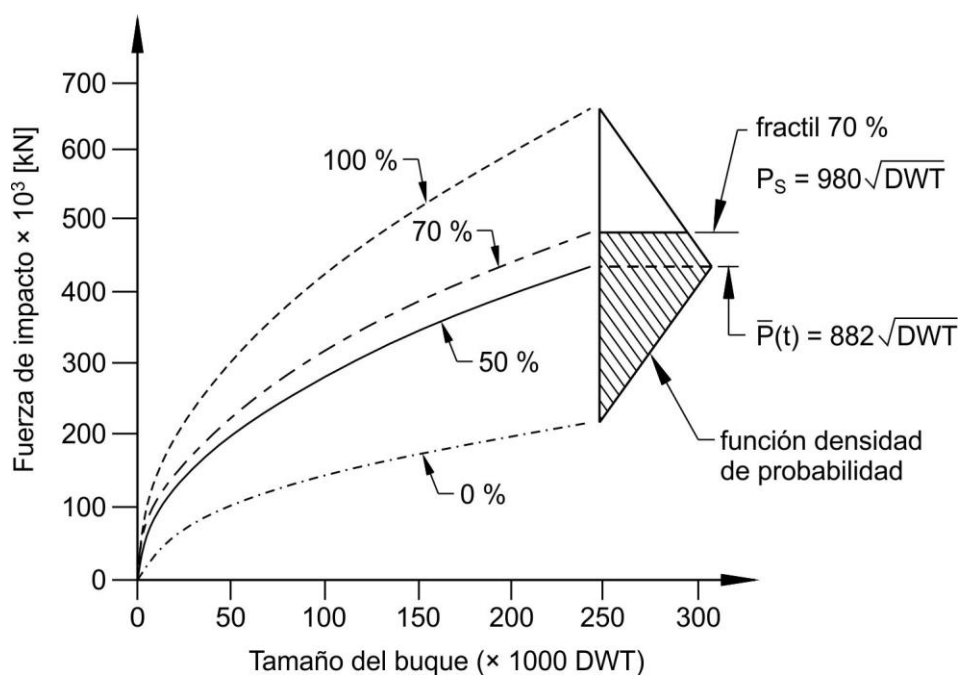
### **C 3.14.8. Fuerza de colisión de una embarcación en una pila**

La determinación de la carga de impacto que actúa sobre la estructura de un puente, durante la colisión de un buque, es una tarea compleja que depende de numerosos factores:

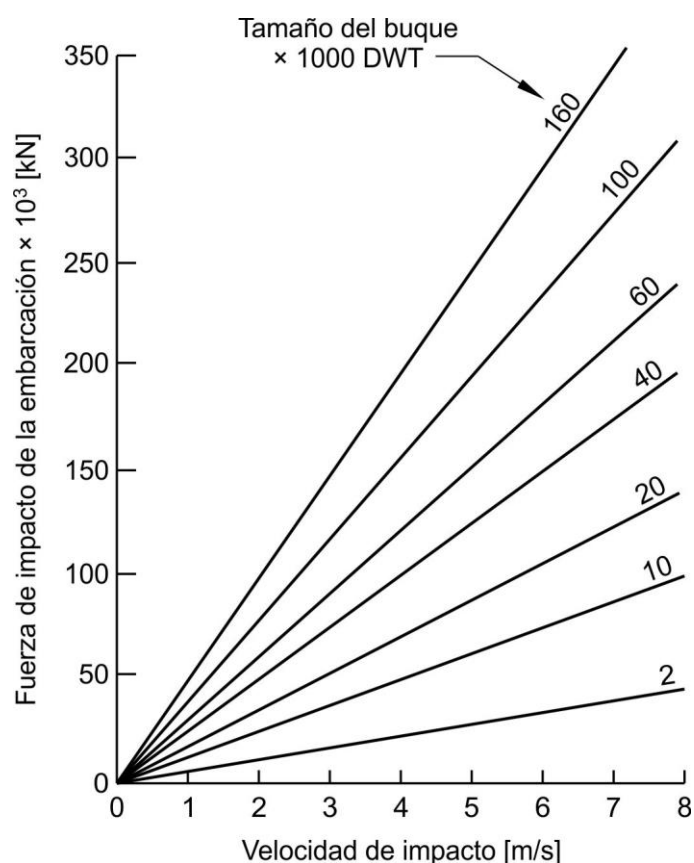
- El tipo estructural y la forma de la proa del buque,
- El nivel de agua de lastre transportado en el pique de proa,
- El tamaño y la velocidad del buque,
- La geometría de la colisión, y
- La geometría y características de resistencia de la pila.

La Ecuación 3.14.8-1 fue desarrollada a partir de las investigaciones realizadas por Woisin (1976) en Alemania Occidental para generar datos sobre colisiones, con el objetivo de proteger los reactores de las embarcaciones de propulsión nuclear en caso de colisión contra otros buques. Los datos se obtuvieron de ensayos de colisión con modelos físicos a escalas de **1:12** y **1:7,5**. Se ha observado que los resultados de Woisin concuerdan razonablemente con los resultados obtenidos por otros investigadores a nivel mundial (IABSE, 1983).

La Figura C 3.14.8-1 indica la dispersión de los datos de ensayo de Woisin; esta dispersión se debe a los diferentes factores que afectan las colisiones (ya discutidos en este documento), la función densidad de probabilidad triangular utilizada para modelar la dispersión, y la elección de una fuerza correspondiente al fractil **70%** para emplear como fuerza de impacto estática equivalente en el diseño de puentes. Utilizando una fuerza correspondiente al fractil **70%** para una embarcación de diseño dada, el número de embarcaciones de menor tamaño con una resistencia al aplastamiento mayor que esta fuerza sería aproximadamente igual al número de embarcaciones de mayor tamaño con una resistencia al aplastamiento menor que esta fuerza. La Figura C 3.14.8-2 indica las fuerzas de impacto típicas calculadas mediante la Ecuación 3.14.8-1.



**Figura C 3.14.8-1. Función densidad de probabilidad de los datos sobre la fuerza de impacto de embarcaciones**



**Figura C 3.14.8-2. Fuerzas de impacto de embarcaciones típicas**

#### C 3.14.9. Longitud de avería de proa

La longitud media de avería de proa,  $a$ , se calcula en base a la fuerza de impacto promediada contra el recorrido de trabajo,  $P(a)$ , de manera tal que:

$$a = \frac{KE}{P(a)} \quad (\text{C 3.14.9-1})$$

El coeficiente **1,54** utilizado en la Ecuación 3.14.9-1, para calcular la longitud de avería de proa de la embarcación de diseño, se obtiene multiplicando los siguientes factores:

- **1,25** para tomar en cuenta el aumento de la fuerza media de impacto en función del tiempo versus la longitud de avería,
- **1,11** para tomar en cuenta el aumento de la fuerza media de impacto al fractil de diseño de **70 por ciento**, y
- **1,11** para aumentar la longitud de avería y lograr un nivel de seguridad de diseño similar al correspondiente al cálculo de  $P_s$ .

#### C 3.14.10. Fuerza de colisión de una embarcación en la superestructura

### C 3.14.10.1. Colisión de la proa

Hay pocos datos disponibles sobre las fuerzas de colisión entre la proa de una embarcación y los componentes de la superestructura de un puente.

### C 3.14.10.2. Colisión de la caseta de cubierta

De la investigación realizada al puente Great Belt Bridge en Dinamarca (Cowiconsult, Inc. 1981), frente a la colisión de una caseta de cubierta con la superestructura, se obtuvieron las siguientes fuerzas:

- $P_{DH} = 5340 \text{ kN}$  para la colisión de la caseta de cubierta de un buque de carga de **1000-DWT**, y
- $P_{DH} = 26690 \text{ kN}$  para la colisión de la caseta de cubierta de un buque tanque de **100000-DWT**.

En base a estos valores, se desarrolló la relación empírica aproximada de la Ecuación 3.14.10.2-1 para determinar los valores de impacto de diseño para la superestructura correspondientes a la colisión de caseta de cubierta.

### C 3.14.10.3. Colisión del mástil

La Ecuación 3.14.10.3-1 se desarrolló estimando las fuerzas de impacto en base al daño sufrido en vigas y superestructuras de puentes, en un número limitado de accidentes, provocados por impactos de mástil.

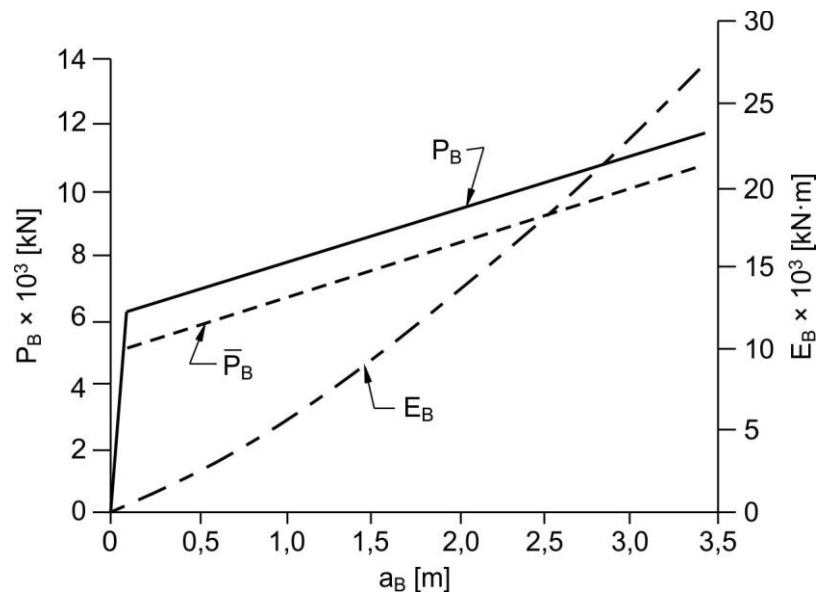
### C 3.14.11. Fuerza de colisión de una barcaza en una pila

Hay menos datos disponibles sobre colisión de barcasas que sobre colisión de buques. Las fuerzas de impacto de una barcaza, determinadas mediante las Ecuaciones 3.14.11-1 y 3.14.11-2, fueron desarrolladas a partir de investigaciones realizadas por Meir-Dornberg (1983) en Alemania Occidental. El estudio de Meir-Dornberg incluyó cargas dinámicas con martillo pendular sobre modelos de fondo de barcasas a escala **1:4,5**, cargas estáticas sobre un modelo de fondo a escala **1:6**, y análisis numéricos. Los resultados para la barcaza estándar europea, Tipo **IIa**, cuya proa es similar a la de la barcaza tolva estándar estadounidense, se ilustran en la Figura C 3.14.11-1, para cargas de impacto y deformación de barcasas. No se halló ninguna diferencia significativa entre las fuerzas estáticas y dinámicas medidas durante el estudio. En la Figura C 3.14.11-2 se indican las fuerzas de impacto, de remolcadores típicos de barcasas, calculadas mediante las Ecuaciones 3.14.11-1 y 3.14.11-2.

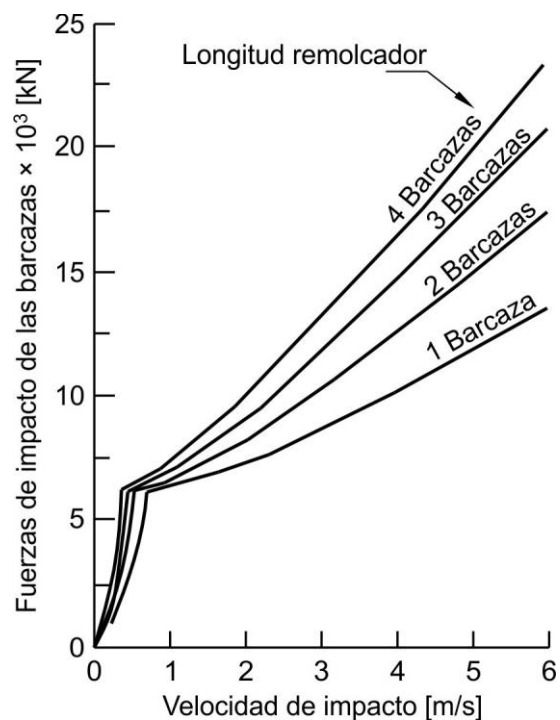
donde:

$E_B$  energía de deformación, en kN·m.

$\overline{P_B}$  fuerza de impacto estática media equivalente de una barcaza obtenida del estudio, en kN.



**Figura C 3.14.11-1. Fuerzas de impacto de una barcaza, energía de deformación y longitud de daño**



**Figura C 3.14.11-2. Fuerzas de impacto típicas de barcazas**

Dado que la formulación de la carga de colisión de barcaza es para una altura estándar de bastidor frontal de **0,6 a 1,0 m**, se debe considerar la posibilidad de que haya bastidores frontales más profundos en una barcaza tanquera y barcazas de cubierta especial. A falta de mejor información, la fuerza de barcaza se puede incrementar proporcionalmente a la altura del bastidor frontal en comparación con la de la barcaza de tolva estándar.

### **C 3.14.12. Longitud de daño de proa de una barcaza**

La expresión para la longitud de daño horizontal de una barcaza,  $a_B$ , se desarrolló a partir de la investigación sobre colisión de barcasas realizada por Meir-Dornberg, discutida en el Artículo C 3.14.11.

### **C 3.14.13. Daño en el estado límite correspondiente a evento extremo**

El Proyectista tiene a su disposición dos opciones básicas para la protección del puente. La primera implica proyectar el puente de manera que soporte las cargas de impacto, ya sea de forma elástica o inelástica. Si la respuesta al impacto es inelástica, el diseño deberá ser redundante o bien se deberán proveer otros medios para impedir el colapso de la superestructura.

La segunda opción consiste en proveer un sistema de protección mediante defensas, estructuras soportadas por pilotes, dolfinos, islas, etc., ya sea para reducir la magnitud de las cargas de impacto a valores menores que la resistencia de la pila del puente o componentes de la superestructura o bien para proteger estos componentes de manera independiente.

Los requisitos para cualquiera de estas dos opciones son de carácter general, ya que los procedimientos actuales de diseño que se podrían utilizar varían considerablemente. Esto es particularmente válido en el caso del diseño inelástico. Debido a que hay poca información disponible, sobre el comportamiento de la deformación inelástica de los materiales y estructuras sujetos al tipo de impactos dinámicos asociados con el impacto de una embarcación, se deberán adoptar hipótesis con base en la experiencia del proyectista y el criterio profesional.

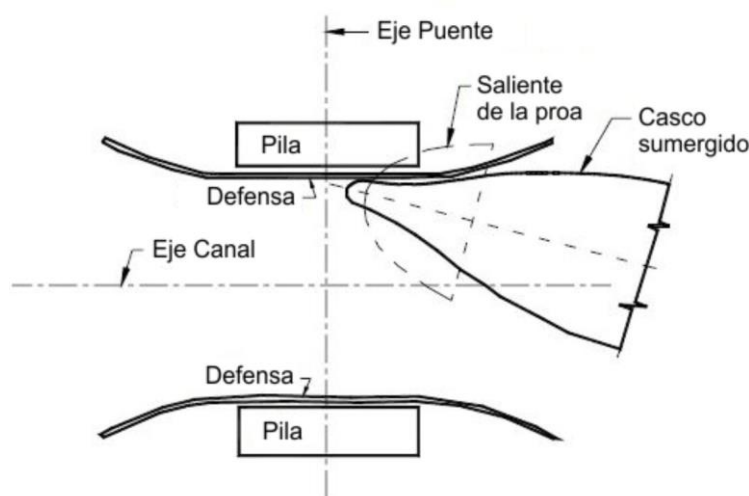
### **C 3.14.14. Aplicación de las fuerzas de impacto**

#### **C 3.14.14.1. Diseño de la subestructura**

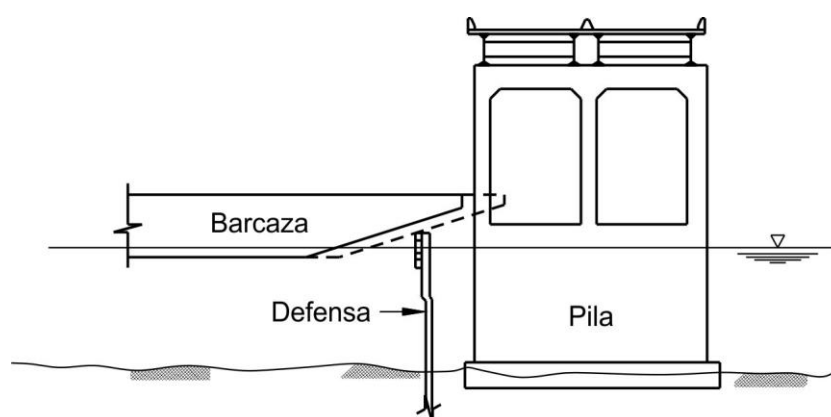
Para diseñar la subestructura del puente, ante cargas de impacto de embarcaciones, se deberán evaluar dos casos:

- La estabilidad global de la subestructura y su fundación, suponiendo que la fuerza de impacto actúa como una fuerza concentrada a la altura del nivel del agua, y
- La capacidad de cada componente de la subestructura para resistir cualquier fuerza localizada de impacto provocada por la colisión de una embarcación.

La necesidad de aplicar fuerzas de impacto localizadas en las subestructuras, expuestas a contacto con elementos sobresalientes de la proa de un buque o barcaza, está bien documentada en el historial de los accidentes ocurridos en el pasado. El puente Sunshine Skyway en Tampa Bay, Florida, colapsó en 1980 como resultado del impacto de la proa de un buque contra una columna de una pila en un punto ubicado a **12,80 m** por encima del nivel del agua. Las salientes de la proa, de buques y barcasas, a menudo son tan largas que se extienden sobre los sistemas de defensa y pueden entrar en contacto con componentes vulnerables de un puente, como se indican en las Figuras C 3.14.14.1-1 y C 3.14.14.1-2. Las geometrías y dimensiones de las proas varían ampliamente, y puede ser necesario que el Proyectista realice estudios especiales para establecer la geometría particular de las proas de las embarcaciones que utilizan la vía navegable en estudio. La especificación AASHTO (2009) contiene datos sobre las geometrías de proa más habituales.



**Figura C 3.14.14.1-1. Vista en planta de una saliente de la proa impactando contra una pila**



**Figura C3.14.14.1-2. Vista en elevación de una proa de barcaza impactando contra una pila**

### **C 3.14.14.2. Diseño de la superestructura**

La capacidad de diferentes partes de un buque o barcaza de impactar contra un componente de la superestructura depende de la luz vertical libre disponible debajo de la estructura, la profundidad del agua, el tipo y características de la embarcación, y la condición de carga de la misma.

### **C 3.14.15. Protección de las subestructuras**

El desarrollo de alternativas para la protección de un puente, contra la colisión de embarcaciones, generalmente se enfoca de tres maneras:

- Reduciendo la frecuencia anual de las colisiones, por ejemplo, mejorando las ayudas para la navegación en las cercanías del puente;
- Reduciendo la probabilidad de colapso, por ejemplo, imponiendo restricciones a la velocidad de navegación de las embarcaciones en el canal; o

- Reduciendo los costos asociados con una colisión, por ejemplo, mediante protecciones físicas y sistemas de advertencia para los conductores.

Debido a que modificar las ayudas para la navegación en la vía navegable y las condiciones operativas de las embarcaciones generalmente están fuera del alcance del Proyectista, el enfoque principal a considerar para la protección del puente es mediante la protección física y los sistemas de advertencia para los conductores.

Actualmente el diseño de estructuras de protección se basa casi invariablemente en consideraciones energéticas. Se supone que la pérdida de energía cinética de una embarcación se transforma en la misma cantidad de energía absorbida por la estructura de protección. La energía cinética del impacto se disipa por el trabajo de flexión, corte, torsión y desplazamiento de los componentes del sistema de protección.

Generalmente el diseño de un sistema de protección es un proceso iterativo que parte del desarrollo inicial de una configuración de prueba. Para la primera prueba se desarrolla un diagrama fuerza-deformación mediante análisis o modelos físicos y ensayos. El área debajo del diagrama es la capacidad de energía del sistema protector. Luego se comparan las fuerzas y capacidad de energía del sistema de protección con la fuerza de impacto y energía de la embarcación de diseño para ver si las cargas impuestas por la embarcación se han resistido de manera segura.

#### **C 3.14.16. Consideraciones de seguridad**

Como el objetivo de una embestida intencional de una embarcación a un puente es causar el colapso del mismo, se espera que la velocidad de la embarcación en el momento de la colisión sea mayor que la velocidad normal de desplazamiento. Además de considerar los efectos del impacto, también se debe tener en cuenta la posibilidad que el buque transporte explosivos y el subsecuente incendio. Las limitaciones físicas, sobre la velocidad y el tamaño de la embarcación, se deberán tener en cuenta al determinar la velocidad de diseño por colisión intencional, así como la capacidad máxima apropiada de explosivos que puede transportar. Por ejemplo, la velocidad de un remolque de barcaza está limitada por la potencia de los remolcadores y por la geometría de la vía navegable en proximidad al puente. De manera similar, los factores que limitan el tamaño de la embarcación deben ser considerados al determinar la embarcación de diseño.

En caso de una colisión accidental, la probabilidad anual de colapso se determina utilizando la Ecuación 3.14.5-1 que incluye el número anual de embarcaciones, ***N***, la probabilidad de desviación de una embarcación, ***PA***, y la probabilidad geométrica de una colisión, ***PG***. En el caso de una colisión intencional, el valor de cada una de estas tres variables se puede tomar igual a ***1,0***. De esta manera, la probabilidad de colapso, en caso de una colisión intencional, se toma igual a ***PC***.

### **C 3.15. CARGAS EXPLOSIVAS: *BL***

#### **C 3.15.1. Introducción**

El tamaño, forma, ubicación, y tipo de una carga explosiva determina la intensidad de la fuerza explosiva producida por una explosión. Para fines comparativos, todas las cargas explosivas son generalmente convertidas en sus pesos equivalentes de carga de TNT.

La distancia mínima de seguridad se refiere a la distancia entre el centro de una carga explosiva y el objetivo. Debido a la dispersión de las ondas de choque en la atmósfera, el incremento de la distancia de seguridad hace que el pico de presión sobre el objetivo caiga



a razón de la función cúbica de la distancia (es decir, para una cantidad dada de explosivos, duplicando la distancia de seguridad causa que el pico de presión se reduzca por un factor de ocho). La ubicación de la carga determina los efectos amplificadores de la onda expansiva reflejada desde la superficie del suelo o de las superficies de los elementos estructurales circundantes. La ubicación de la carga también determina la gravedad del daño causado por los fragmentos de los componentes más cercanos a la explosión, que viajan largas distancias desde el centro de la explosión.

Información sobre el análisis de las cargas explosivas y sus efectos sobre las estructuras se pueden encontrar en J.M. Biggs (1964), W.E. Baker, et al. (1983), Departamento del Ejército de los Estados Unidos (Department of the Army , 1990), P.S. Bulson (1997), y el Departamento del Ejército de los Estados Unidos (Department of the Army , 1986).



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4.

### ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

#### C 4.1. ALCANCE

Este Capítulo identifica y promueve la aplicación de métodos adecuados de análisis estructural para puentes. El método de análisis seleccionado puede variar desde uno aproximado a uno muy sofisticado, dependiendo del tamaño, complejidad e importancia de la estructura. El objetivo primario de la aplicación de métodos de análisis más sofisticados es lograr una mejor comprensión del comportamiento estructural. Con frecuencia, aunque no siempre, esta mejor comprensión puede permitir un ahorro de materiales.

Los métodos de análisis descritos, los cuales son adecuados para determinar deformaciones y solicitaciones en estructuras de puentes, ya han sido probados, y la mayoría ha estado en uso durante años. Aunque la implementación práctica de muchos de los métodos requerirá el uso de computadoras, también se proveen métodos más sencillos que se pueden resolver utilizando una calculadora manual y/o programas y software existentes que se basan en el análisis de estructuras lineales. Siempre se deberá alentar la comparación con los cálculos manuales; la realización de verificaciones básicas del equilibrio debe ser una práctica habitual.

Debido a que la tecnología informática está mejorando rápidamente, se anticipa que los métodos más refinados y complejos se volverán cada vez más comunes. Por lo tanto, este capítulo discute las hipótesis y limitaciones de dichos métodos. Es importante que el usuario comprenda el método que emplea y las limitaciones asociadas con el mismo.

En general, los métodos de análisis sugeridos se basan en modelos que contemplan materiales de comportamiento lineal. Esto no significa que la resistencia de una sección está limitada al rango elástico. Hay una inconsistencia evidente en que el análisis se basa en la linealidad de los materiales, mientras que el modelo de resistencia se puede basar en comportamiento inelástico para los estados límite de resistencia. Sin embargo, esta misma inconsistencia existía en el método de diseño por factores de carga de las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares AASHTO, y también está presente en los códigos de diseño de otros países que utilizan un enfoque de diseño con cargas mayoradas.

Las cargas y factores de carga, definidos en el Capítulo 3, y los factores de resistencia especificados en este Reglamento fueron desarrollados combinando principios probabilísticos con análisis basados en modelos de materiales de comportamiento lineal. Por ende, los métodos de análisis que se basan en la no linealidad de los materiales para obtener solicitaciones más realistas en los estados límite de resistencia y consecuentemente un diseño más económico sólo se permiten en los casos explícitamente indicados en este Reglamento.

Tanto en la sección correspondiente a análisis como en la correspondiente a resistencia se analizan algunos comportamientos no lineales. Por ejemplo, el comportamiento de una columna larga se puede modelar mediante métodos geométricos no lineales y también se puede modelar utilizando las fórmulas aproximadas de los Capítulos 5 y 6. Todos estos métodos están permitidos, pero se recomienda utilizar las formulaciones más refinadas.

## **C 4.2. DEFINICIONES (Este Artículo no tiene comentario)**

## **C 4.3. SIMBOLOGÍA (Este Artículo no tiene comentario)**

## **C 4.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES**

Existen numerosos programas computacionales para el análisis de puentes. Estos programas implementan diferentes métodos de análisis, desde fórmulas sencillas hasta detallados procedimientos por elementos finitos. Muchos programas contienen hipótesis específicas en sus códigos, las cuales pueden o no ser aplicables a cada caso particular.

Antes de utilizar un programa determinado el Proyectista deberá comprender claramente las hipótesis básicas del software y la metodología que implementa.

Un programa es apenas una herramienta, y el usuario es responsable por los resultados generados. En consecuencia, todos los datos obtenidos mediante un software se deben verificar en la medida de lo posible.

Los programas deberán verificar contra los resultados de:

- Soluciones cerradas universalmente aceptadas,
- Otros programas previamente verificados, o
- Ensayos físicos.

El propósito de identificar el software es para establecer el cumplimiento reglamentario y permitir ubicar los puentes diseñados con dicho programa que posteriormente pudieran resultar deficientes.

## **C 4.5. MODELOS MATEMÁTICOS**

### **C 4.5.1. Requisitos generales**

Los estados límite de servicio y fatiga se deben analizar como totalmente elásticos, al igual que los estados límite de resistencia, excepto en el caso de ciertas vigas continuas para las cuales expresamente se permite un análisis inelástico, redistribución inelástica del momento flector negativo e investigación de la estabilidad. Los estados límite correspondientes a eventos extremos pueden requerir investigar el colapso en base a modelos totalmente inelásticos.

Los puentes muy flexibles, por ejemplo, los puentes colgantes o atirantados, se deberán analizar utilizando métodos elásticos no lineales, tales como la teoría de las grandes deformaciones.

La necesidad de realizar un modelado sofisticado de las fundaciones depende de la sensibilidad de la estructura a los movimientos de las fundaciones.

En algunos casos, las fundaciones se pueden modelar de manera tan sencilla como los apoyos indeformables. En otros casos, puede ser suficiente estimar el asentamiento. Si la respuesta estructural es particularmente sensible a las condiciones de borde, como en el caso de un arco de extremos fijos o en el cálculo de frecuencias naturales, las fundaciones se deberán modelar rigurosamente para considerar las condiciones existentes. En lugar de utilizar un modelo riguroso, se pueden variar las condiciones de borde imponiendo límites

extremos, tales como restricciones fijas o libres, y considerar las envolventes de las solicitaciones.

Cuando el despegue en los apoyos esté especificado en los documentos técnicos, la etapa constructiva de dichos apoyos debe estar claramente indicada. El análisis deberá considerar la libertad vertical de la viga consistente con la secuencia constructiva indicada en las especificaciones técnicas.

#### **C 4.5.2. Comportamiento de los materiales estructurales**

##### **C 4.5.2.1. Comportamiento elástico vs. Comportamiento inelástico (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.5.2.2. Comportamiento elástico**

Ensayos realizados indican que en el rango de comportamiento estructural elástico, la fisuración del hormigón parece afectar poco el comportamiento global de las estructuras de puentes. Por lo tanto, a los fines del análisis estructural, este efecto se puede despreciar modelando el hormigón como no fisurado (King et al. 1975; Yen et al., 1995).

##### **C 4.5.2.3. Comportamiento inelástico**

Siempre que sea técnicamente posible, el mecanismo de falla preferido se deberá basar en una respuesta que en general permita grandes deformaciones que sirvan de advertencia antes de una falla estructural.

El mecanismo seleccionado se debe utilizar para estimar la solicitación extrema que se puede aplicar adyacente a una rótula.

La sobrerresistencia no intencional de un componente puede provocar la formación de una rótula plástica en una ubicación no deseada, generando un mecanismo diferente al proyectado.

#### **C 4.5.3. Geometría**

##### **C 4.5.3.1. Teoría de las pequeñas deformaciones**

En general la teoría de las pequeñas deformaciones es adecuada para analizar puentes tipo viga. Los puentes que resisten cargas fundamentalmente a través de una cupla cuyas fuerzas de tracción y compresión permanecen esencialmente en ubicaciones fijas una respecto de la otra a medida que el puente se deforma, como en el caso de los reticulados y los arcos atirantados, generalmente no son sensibles a las deformaciones. Las columnas y estructuras en las cuales los momentos flectores aumentan o disminuyen por efecto de la deformación tienden a ser sensibles a las deformaciones. Estas estructuras incluyen los puentes colgantes, los puentes atirantados muy flexibles y algunos arcos no atirantados.

En muchos casos, el grado de sensibilidad puede ser estudiado y evaluado mediante un método aproximado de un solo paso, como por ejemplo el método del factor de amplificación de momentos. En los demás casos, puede ser necesario realizar un análisis completo de segundo orden.

El límite tradicional entre las teorías de las pequeñas y grandes deformaciones se vuelve menos claro a medida que los puentes y sus componentes se vuelven más flexibles gracias a los avances en la tecnología de los materiales, la sustitución de límites de deformación obligatorios por límites opcionales y la tendencia hacia un diseño más preciso y optimizado. Al seleccionar un método de análisis el Ingeniero debe considerar todos estos aspectos.

El comportamiento elástico en las pequeñas deformaciones permite el uso del principio de superposición y de eficientes soluciones analíticas. Por esta razón estas hipótesis se

utilizan normalmente en el análisis de puentes. El comportamiento de los miembros supuestos en estas disposiciones es generalmente compatible con este tipo de análisis.

La superposición no se aplica para el análisis de los procesos constructivos que incluyen cambios en la rigidez de la estructura.

Los momentos obtenidos del análisis de materiales compuestos y no compuestos, no se pueden adicionar para determinar las tensiones. La manera adecuada es sumar las tensiones y deformaciones, obtenidas de las acciones en materiales compuestos y no compuestos, calculadas a partir de análisis separados.

#### **C 4.5.3.2. Teoría de las grandes deformaciones**

##### **C 4.5.3.2.1. Requisitos generales**

Un análisis de grandes deformaciones correctamente formulado es aquél que permite obtener todas las solicitaciones necesarias para el diseño. Además no se requiere ni es apropiado aplicar los factores de mayoración de momentos. La presencia de fuerzas axiales de compresión amplifica tanto la falta de linealidad geométrica de un componente como la deformación provocada por las cargas no tangenciales que actúan sobre el mismo, incrementando consecuentemente la excentricidad de la fuerza axial con respecto al eje del componente. El efecto sinérgico de esta interacción es el aparente ablandamiento del componente, es decir, una pérdida de rigidez. Esto habitualmente recibe el nombre de efecto de segundo orden. Lo inverso es válido para la tracción. A medida que la tensión de compresión axial alcanza un alto porcentaje de la tensión de pandeo de Euler, este efecto se vuelve cada vez más significativo.

El efecto de segundo orden surge de la traslación de la carga aplicada que genera un incremento en la excentricidad. Se lo considera como no linealidad geométrica, y típicamente se lo aborda resolviendo las ecuaciones de equilibrio de forma iterativa o bien utilizando términos de rigidez geométrica en el rango elástico (Przemieniecki, 1968). El analista debe tener en cuenta las características de los elementos empleados, las hipótesis sobre los que se basan, y los procedimientos numéricos utilizados en la herramienta computacional. White and Hajjar (1991) y Galambos (1988), presentan debates sobre este tema. Ambos trabajos se refieren a estructuras metálicas, pero la teoría y las aplicaciones son de uso generalizado. Ambos contienen numerosas referencias adicionales que resume el estado del arte en esta área.

Debido a que un análisis de grandes deformaciones es inherentemente no lineal, las cargas no son proporcionales a los desplazamientos y la superposición no puede ser utilizada. Esto incluye a las solicitaciones generadas por cambios en las propiedades dependientes del tiempo, tales como la fluencia lenta y contracción por secado del hormigón. Por lo tanto, el orden de aplicación de las cargas puede ser importante y los enfoques tradicionales, tales como las funciones de influencia, no se pueden aplicar directamente. Las cargas se deberán aplicar en el orden que las experimenta la estructura, es decir, etapas de carga permanente correspondientes al peso propio seguidas por sobrecargas, etc. Si la estructura sufre deformación no lineal, las cargas se deberán aplicar de forma incremental tomando en cuenta los cambios de rigidez luego de cada incremento.

Cuando se lleva a cabo un análisis no lineal, es conveniente realizar un análisis lineal como base y aplicar los procedimientos empleados en el problema a resolver en una estructura sencilla que se pueda analizar manualmente, tal como una viga en voladizo. Esto le permite al analista observar y comprender su comportamiento de una manera que no es fácilmente posible aplicando modelos más complejos.

##### **C 4.5.3.2.2. Métodos aproximados**

###### **C 4.5.3.2.2a. Requisitos generales**

El procedimiento de amplificación de momentos aquí descrito corresponde a una entre las diferentes variaciones posibles del proceso aproximado, y fue seleccionado como un compromiso entre precisión y sencillez de aplicación. Se considera que es conservador. En AISC (1993) el lector encontrará un procedimiento alternativo que se supone más preciso que el especificado en este Reglamento. Dicho procedimiento alternativo requiere de cálculos suplementarios, que no son habituales al diseñar un puente, con ayuda de modernos métodos computacionales.

En algunos casos, la magnitud del movimiento implícito en el proceso de amplificación de momentos es físicamente imposible de lograr. Por ejemplo, el movimiento real de una pila puede estar limitado a la distancia entre los extremos de las vigas longitudinales y el muro posterior del estribo. En aquellos casos donde el movimiento está limitado, los factores de amplificación de momentos de los elementos así limitados se pueden reducir de forma acorde.

#### **C 4.5.3.2.2b. Amplificación de momentos – Viga-Columnas**

En el Capítulo C del comentario de AISC (1994), se demuestra que el anterior límite  $C_m \geq 0,4$  es innecesario.

#### **C 4.5.3.2.2c. Amplificación de momentos – Arcos (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.5.3.2.3. Métodos refinados**

El equilibrio a la flexión en una posición deformada puede ser alcanzado de manera iterativa mediante la resolución de un conjunto de ecuaciones simultáneas, o bien evaluando una solución cerrada formulada utilizando la geometría desplazada.

#### **C 4.5.4. Condiciones de borde de los modelos**

Si no es posible evaluar con precisión las condiciones de borde, se pueden establecer límites para sus efectos.

#### **C 4.5.5. Elementos equivalentes**

Se pueden utilizar los elementos estructurales estándares disponibles en los programas de análisis. La cantidad de elementos requeridos para modelar la variación no prismática depende del tipo de comportamiento modelado, por ejemplo, análisis estático, dinámico o de estabilidad. Generalmente, con ocho elementos por tramo se obtiene un grado de precisión suficiente para las acciones en una viga cargada estáticamente con propiedades seccionales que varían gradualmente. Se requieren menos elementos para construir modelos para análisis de deformación y frecuencias.

Alternativamente, se pueden utilizar elementos que se basan en secciones supuestas en cruz y ahusamientos. Karabalis (1983) presenta un examen exhaustivo de este tema. Contiene formas explícitas de los coeficientes de rigidez para secciones rectangulares linealmente ahusadas, secciones con alas y secciones tipo cajón. Aristizabal (1987) presenta ecuaciones similares en un formato sencillo que se pueden implementar fácilmente en programas de software que se basan en la rigidez. Además, tanto Karabalis (1983) como Aristizabal (1987) presentan gran cantidad de bibliografía.

### **C 4.6. ANÁLISIS ESTÁTICO**

### **C 4.6.1. Influencia de la geometría en planta**

#### **C 4.6.1.1. Relación de aspecto en planta**

Si la distorsión transversal de una superestructura es pequeña con respecto a la deformación longitudinal, la primera no afecta significativamente la distribución de las cargas, y por lo tanto, la idealización en forma de una viga equivalente resulta apropiada. La distorsión transversal relativa depende de la relación entre el ancho y la altura de la estructura, dependiendo a su vez esta última de la longitud. Por lo tanto, los límites de esta idealización se determinan en términos de la relación ancho-longitud efectiva.

Según corresponda se han de superponer las torsiones, momentos, cortes y fuerzas de reacción simultáneas y los esfuerzos concomitantes. La idealización en forma de viga equivalente no anula la necesidad de investigar el alabeo en las estructuras metálicas. En todas las idealizaciones en forma de viga equivalente, la excentricidad de las cargas se debe considerar con respecto al eje de la viga equivalente. Para las secciones asimétricas es necesario considerar la ubicación relativa del centro de corte y del centro de gravedad.

#### **C 4.6.1.2. Estructuras de planta curva**

##### **C 4.6.1.2.1. Requisitos generales**

Dado que el equilibrio de las vigas **I** curvadas horizontalmente es desarrollado por la transferencia de carga entre las vigas, el análisis debe considerar el comportamiento integrado de todos los componentes estructurales. El equilibrio de vigas curvas tipo cajón puede ser menos dependiente de la interacción entre las vigas. Los elementos de arriostramiento se consideran elementos primarios en los puentes curvos ya que transmiten las fuerzas necesarias para proporcionar equilibrio.

El tablero actúa en flexión, en corte vertical, y en corte horizontal. La torsión incrementa el corte horizontal en el tablero, sobre todo en vigas curvas tipo cajón. La restricción lateral de los apoyos también puede generar esfuerzo de corte horizontal en el tablero.

La teoría de las pequeñas deformaciones es adecuada para el análisis de la mayoría de los puentes con vigas curvas. Sin embargo, las vigas curvas tipo **I** son propensas a desviarse lateralmente cuando las mismas no están suficientemente apuntaladas durante la construcción. Este comportamiento puede no ser reconocido por la teoría de la pequeña deformación.

Los métodos clásicos de análisis por lo general se basan en la resistencia de los materiales suponiendo que no hay deformación en la sección transversal. El análisis por elementos finitos de vigas con sección transversal del tipo **I** o cajón puede considerar distorsiones en la sección transversal y sus efectos en el comportamiento estructural. Las deformaciones en la sección transversal en vigas de acero tipo cajón pueden tener un efecto significativo sobre el comportamiento torsional, pero este efecto está limitado por la provisión de suficiente arriostramiento interno transversal.

##### **C 4.6.1.2.2. Superestructuras de una sola viga rígida a la torsión**

Para que sean aplicables los requisitos sobre relación de aspecto, tal como se especifica en el Artículo 4.6.1.1, la planta se debe linealizar hipotéticamente. Las solicitaciones se deberán calcular en base al diseño curvo real.

En las secciones transversales simétricas, su centro de gravedad no coincide con el centro de gravedad de las cargas permanentes. Es necesario investigar el centro de corte de la sección transversal y la excentricidad resultante.

##### **C 4.6.1.2.3. Puentes vigas tipo cajón de hormigón**



Las vigas tipo cajón de hormigón se comportan generalmente como una superestructura de una sola viga de múltiples almas y torsionalmente rígida. Un estudio paramétrico realizado por Song, Chai, and Hida (2003) indica que los factores de distribución de la formulación del método de los factores de carga y resistencia [LRFD] son semejantes a los factores de los análisis por emparrillado cuando se usan dovelas rectas en tramos con ángulos centrales de hasta **34°** por luz.

Nutt, Redfield, and Valentine (2008) estudiaron los límites de aplicabilidad para varios métodos de análisis de puentes viga tipo cajón de hormigón curvados horizontalmente. Este estudio se centró en las solicitaciones locales y globales y proporcionó la base para las revisiones en 2010. Ellos identificaron tres enfoques para el análisis de puentes viga tipo cajón de hormigón, siendo:

1. El primer método permite que el puente con ángulo por luz de menos de **12°** sea analizado como si fuera recto porque la curvatura tiene un efecto mínimo en los resultados. Esto normalmente se realiza con un análisis de pórtico plano.
2. El segundo método requiere un análisis de viga central en el que se idealiza la superestructura como una serie de vigas rectas situadas a lo largo de la línea central del puente con un limitado ángulo central. Si la subestructura está integrada a la superestructura, se requiere un análisis de pórtico espacial. El diseño de ancho completo, que se describe en el Artículo 4.6.2.2.1, se estableció para dar resultados conservadores cuando se utiliza el análisis de pórtico espacial. Es aceptable reducir el número de carriles de sobrecargas aplicadas en todo el ancho del modelo para que puedan caber sobre el puente cuando está siendo considerada la respuesta global, tales como la torsión o flexión transversal.
3. Puentes con grandes curvaturas o con geometría inusual en planta requieren un tercer método de análisis que utiliza sofisticados modelos informáticos tridimensionales. Se incluye la geometría inusual en planta pero sin limitar a puentes con anchos variables o con orientación no convencional de los apoyos orientados oblicuamente.

Se espera que el alcance de la aplicación de los métodos aproximados descritos aquí brinden resultados dentro de un **5 por ciento** de los resultados del tipo de análisis más detallado. El análisis de las solicitaciones en cables curvos también se trata en el Artículo 5.10.4.3.

#### **C 4.6.1.2.4. Superestructuras de múltiples vigas de acero**

##### **C 4.6.1.2.4a. Requisitos generales**

Una excentricidad de **2,5 por ciento** de la longitud del segmento corresponde a un ángulo central subtendido por un segmento curvo de aproximadamente **12 grados**.

Este Artículo se aplica únicamente a los momentos flexores de los ejes principales y no a la flexión lateral del ala, o torsión, que siempre debe ser analizado con respecto a la curvatura.

Puentes con incluso ligera curvatura, pueden desarrollar grandes fuerzas radiales en los apoyos del estribo. Por lo tanto, se recomienda el análisis térmico en todos los puentes curvos.

##### **C 4.6.1.2.4b. Vigas I**

El requisito de rigidez similar entre las vigas está destinado a evitar cambios grandes e irregulares en la rigidez que podrían alterar la distribución transversal de la carga. Bajo

tales condiciones sería apropiado un análisis refinado. La carga permanente, preferiblemente de elementos no compuestos, se distribuirá de manera uniforme a las vigas ya que los pórticos transversales proporcionan la restauración de las fuerzas que impiden que las vigas se deformen independientemente. Ciertas cargas permanentes, aplicadas a puentes compuestos, pueden ser distribuidas de manera uniforme a las vigas según lo dispuesto en el Artículo 4.6.2.2.1.

Sin embargo, las cargas lineales concentradas más pesadas tales como parapetos, veredas, barreras o muros de sonido no deben ser distribuidas por igual entre las vigas. El juicio ingenieril debe ser utilizado en la determinación de la distribución de estas cargas. A menudo, la mayor parte de la carga sobre un voladizo está asignada a la viga exterior, o a la viga exterior y la primera viga interior. La viga exterior del lado externo de la curva es a menudo crítica en puentes de vigas curvas.

El efecto de la curvatura sobre el comportamiento torsional de una viga debe ser considerado independientemente del tipo de curvatura ya que la estabilidad y resistencia de las vigas curvas difieren de las vigas rectas (Hall and Yoo, 1996).

En lugar de un análisis detallado, la Ecuación C 4.6.1.2.4b-1 puede ser apropiada para determinar el momento flexor lateral, debido a la curvatura, en las alas de vigas **I** (Richardson, Gordon, and Associates, 1976; United States Steel, 1984).

$$M_{lat} = \frac{M \ell^2}{N R D} \quad (\text{C 4.6.1.2.4b-1})$$

donde:

**$M_{lat}$**  momento flexor lateral en el ala, en kN-m.

**$M$**  momento flexor en el eje mayor, en kN-m.

**$\ell$**  longitud no arriostrada, en m.

**$R$**  radio de la viga, en m.

**$D$**  altura del alma, en m.

**$N$**  constante igual a **10** o **12**, tal como en prácticas pasadas.

Si bien la altura a ser utilizada en el cálculo del momento lateral del ala de la Ecuación C 4.6.1.2.4b-1 es teóricamente igual a la altura,  **$h$** , distancia medida entre la mitad del espesor de la parte superior e inferior de las alas, por simplicidad, la altura del alma,  **$D$** , se utiliza de manera conservadora en dicha Ecuación C 4.6.1.2.4b-1. El Ingeniero si lo desea puede sustituir la altura,  **$h$** , por  **$D$**  en la Ecuación C 4.6.1.2.4b-1. La Ecuación C 4.6.1.2.4b-1 supone la presencia de un pórtico transversal en el punto bajo investigación, que la separación de los pórticos transversales es relativamente uniforme, y que el momento flexor en el eje mayor,  **$M$** , es constante entre los puntos arriostrados. Por lo tanto, en los puntos no ubicados en los pórticos transversales, el momento lateral en el ala dado por la Ecuación C 4.6.1.2.4b-1 puede no ser del todo correcto. La constante,  **$N$** , en la Ecuación C 4.6.1.2.4b-1 se ha tomado igual a **10** o **12** tal como en prácticas pasadas y cualquiera de los dos valores es considerado aceptable dependiendo del nivel de conservadurismo que se desee.

Otras condiciones que producen torsión, como la oblicuidad, deben ser tratadas por otros medios analíticos que implican generalmente un análisis refinado.

#### **C 4.6.1.2.4c. Vigas tipo cajón cerrado y tipo omega invertida**

Con respecto a los métodos aproximados aunque las vigas tipo cajón no se han analizado tan cuidadosamente como las vigas tipo I, los momentos flexores en vigas cerradas son menos afectadas por la curvatura que las vigas I (Tung and Fountain, 1970). Sin embargo, en una viga tipo cajón, la torsión es mucho mayor que en una de tipo abierto de manera que el esfuerzo de corte en el alma es afectado por la torsión debido a la curvatura, oblicuidad o por cargas aplicadas lejos del centro de corte del cajón. La resistencia al torque en apoyos dobles es significativa en comparación con la de un único apoyo centrado en el cajón.

Si la viga cajón tiene una disminución gradual en su altura o es acartelada, la menor altura de la viga debe ser utilizada en conjunto con el menor ancho del cajón medido en la mitad de la altura para determinar si los efectos de la curvatura pueden ser ignorados al calcular los momentos flexores en los ejes principales y los esfuerzos de corte por flexión.

#### **C 4.6.2. Métodos aproximados de análisis**

##### **C 4.6.2.1. Tableros**

##### **C 4.6.2.1.1. Requisitos generales**

Este modelo es análogo al de ediciones anteriores de las Especificaciones AASHTO.

Para determinar los anchos de las fajas se consideran los efectos de la flexión, en la dirección secundaria, y la torsión, sobre la distribución de las solicitaciones internas, a fin de obtener solicitaciones de flexión que se aproximen a las que se obtendrían mediante un método de análisis más refinado.

Dependiendo del tipo de tablero, para el modelado y diseño en la dirección secundaria se puede utilizar una de las siguientes aproximaciones:

- Diseñar la faja secundaria de manera similar a la faja primaria, con todos los estados límite aplicables;
- Determinar los requisitos de resistencia en la dirección secundaria como un porcentaje de los requisitos correspondientes a la dirección primaria como se especifica en el Artículo 9.7.3.2 (es decir, aplicar el enfoque tradicional para losas de hormigón armado de las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares AASHTO); o
- Especificar requisitos estructurales y/o geométricos mínimos para la dirección secundaria independientemente de las solicitaciones reales.

El modelo aproximado de las fajas se basa en tableros rectangulares. En la actualidad, aproximadamente dos tercios de todos los puentes son oblicuos. Aunque la oblicuidad en general tiende a disminuir las solicitaciones extremas, también produce momentos negativos en las esquinas, momentos torsores en las zonas de los extremos, una considerable redistribución de las reacciones, además de una variedad de fenómenos estructurales que deberán ser considerados en el diseño.

##### **C 4.6.2.1.2. Aplicabilidad (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.2.1.3. Ancho de las fajas equivalentes interiores**

Los valores indicados para anchos de faja equivalente y requisitos de resistencia en la dirección secundaria se basan en experiencias previas. Con el advenimiento de experiencia práctica y futuros trabajos de investigación será posible refinar estos valores. Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, se divide la carga total sobre un carril de tránsito de diseño por el ancho de faja calculado.

#### **C 4.6.2.1.4. Ancho de las fajas equivalentes en los bordes de las losas**

##### **C 4.6.2.1.4a. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.2.1.4b. Bordes longitudinales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.2.1.4c. Bordes transversales**

Para tableros cubiertos en la Tabla A4-1, el momento total que actúa sobre la viga de borde, incluyendo el factor de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica, puede ser calculado multiplicando el momento por unidad de ancho, de acuerdo con la Tabla A4-1, por el correspondiente ancho de faja total especificado en el Artículo 4.6.2.1.3.

#### **C 4.6.2.1.5. Distribución de las cargas de rueda**

Este Artículo intenta aclarar la aplicación del enfoque tradicional de AASHTO al caso de los tableros continuos.

##### **C 4.6.2.1.6. Cálculo de solicitaciones**

Esta es una desviación respecto del enfoque tradicional que se basa en aplicar una corrección por continuidad a los resultados obtenidos analizando tramos simplemente apoyados. En ausencia de cálculos más precisos, en la Tabla A4-1 se pueden hallar los momentos de diseño debidos a las sobrecargas no mayoradas para muchos casos prácticos de losas de tableros de hormigón.

En los tramos cortos, las solicitaciones calculadas utilizando la huella podrían ser significativamente menores, y más realistas, que las solicitaciones calculadas utilizando cargas concentradas.

En el Reglamento actual la reducción del momento negativo y el corte reemplaza el efecto de la longitud de tramo reducida. Las secciones indicadas de diseño se pueden aplicar a tableros en voladizo y a porciones de tableros comprendidas entre largueros o líneas de apoyo similares.

Anteriormente la práctica consistía en no verificar el corte en los tableros típicos. Se proporciona una sección de diseño a corte para su utilización en situaciones no tradicionales. No es la intención de este Artículo exigir que se investigue el corte en todos los tableros.

##### **C 4.6.2.1.7. Acción de pórtico de la sección transversal**

El modelo utilizado es básicamente una faja transversal segmental, donde se incluye la continuidad flexional aportada por las almas y el ala inferior. Este tipo de modelo se limita al caso de secciones transversales cerradas. En estructuras de pórticos abiertos, también hay un grado de acción del pórtico transversal, pero esta acción sólo se puede determinar mediante análisis complejos y refinados.

En las superestructuras habituales de vigas-losas se puede despreciar la acción de pórtico de la sección transversal. Si la losa es soportada por vigas cajón o está integrada en una sección transversal celular, los efectos de la acción de pórtico podrían ser considerables.

Esta acción generalmente disminuye los momentos positivos, pero puede aumentar los momentos negativos y provocar la fisuración del tablero. Para las estructuras de mayor tamaño, un análisis tridimensional puede ser de gran utilidad. Para las estructuras de menor tamaño, el análisis se podría restringir a un segmento del puente cuya longitud sea igual al ancho de una faja equivalente.

Las solicitaciones extremas se pueden calcular combinando:

- La respuesta longitudinal de la superestructura aproximada mediante la teoría clásica de vigas, y
- La respuesta flexional transversal modelada como un pórtico de la sección transversal.

#### **C 4.6.2.1.8. Solicitaciones debidas a la sobrecarga para emparrillados con vanos total o parcialmente llenos y para tableros emparrillados con vanos no llenos compuestos con losas de hormigón armado**

Las ecuaciones de momento surgen de la teoría de placas ortótropas considerando las sobrecargas vehiculares especificadas en el Artículo 3.6. Las expresiones toman en cuenta las combinaciones de cargas mayoradas relevantes, incluyendo las cargas de camión y tándem. Las ecuaciones de momento también consideran el incremento por carga dinámica, los factores de presencia múltiple, y la posición de la carga sobre el tablero que produce el mayor momento posible.

El momento negativo se puede determinar multiplicando el máximo momento positivo de un tramo simple por el factor de continuidad, **C**.

El factor de reducción igual a **1,5**, especificado en el último párrafo del Artículo 4.6.2.1.8, contempla un menor incremento por carga dinámica (**15 por ciento** en lugar de **33 por ciento**), un menor factor de carga (**0,75** en lugar de **1,75**) y un factor de presencia múltiple unitario (**1,0** en lugar de **1,2**) al considerar el estado límite de Fatiga I. El uso de las Ecuaciones 4.6.2.1.8-1 y 4.6.2.1.8-3 para todos los tramos es adecuado, ya que las Ecuaciones 4.6.2.1.8-1 y 4.6.2.1.8-3 reflejan un camión de diseño individual en longitudes de tramos cortos, mientras que las Ecuaciones 4.6.2.1.8-2 y 4.6.2.1.8-4 reflejan la influencia de múltiples tándems de diseño que controlan la envolvente de momentos en tramos de mayor longitud. La aproximación permite obtener estimaciones razonables de los momentos de fatiga, sin embargo, se pueden determinar estimaciones mejoradas utilizando para la fatiga una carga de camión distribuida en la fórmula de serie infinita desarrollada por Higgins (2003).

Los valores reales de  $D_x$  y  $D_y$  pueden variar considerablemente dependiendo del diseño específico del tablero, y el uso de valores supuestos, que se basan exclusivamente del tipo general de tablero, puede dar lugar a momentos de diseño no conservadores. La rigidez flexional en cada dirección se debe calcular analíticamente considerando, para la evaluación de **EI**, la sección como fisurada y utilizando el método de área transformada.

Las expresiones de flecha permiten calcular el desplazamiento en el centro del tramo de un tablero bajo cargas de servicio. Las mismas se basan en la teoría de placas ortótropas y consideran las cargas de camión y de tándem en un tablero simplemente apoyado.

Se puede reducir la flecha en aquellos tableros que son continuos sobre tres o más apoyos. Un factor de reducción igual a **0,8** resulta conservador.

#### **C 4.6.2.1.9. Análisis inelástico (Este Artículo no tiene comentario)**

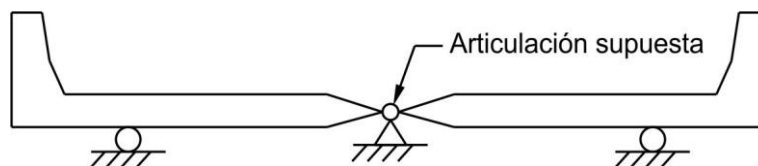
### C 4.6.2.2. Puentes Viga–Losa

#### C 4.6.2.2.1. Aplicación

El método de carga “V” es un ejemplo de un método de análisis en puentes curvos que se inicia con factores de distribución de vigas rectas (Acero de los Estados Unidos, “United States Steel, 1984”).

La regla de la palanca implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo suponiendo que el elemento soportado está articulado en los apoyos interiores.

Cuando se utilice la regla de la palanca en un puente de tres vigas, el modelo ideal se debe tomar como se indica en la Figura C 4.6.2.2.1-1. Para hallar la reacción en la viga exterior los momentos se deben tomar respecto de la articulación supuesta, o ideal, del tablero sobre la viga central.



**Figura C 4.6.2.2.1-1. Modelo ideal para aplicar la regla de la palanca a puentes de tres vigas**

Los requisitos de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 que no figuran en las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares provienen fundamentalmente de Zokaie et al. (1991). Los factores de corrección para continuidad se eliminaron por dos motivos:

- Se creyó que los factores de corrección del orden de **5 por ciento** implicaban niveles de precisión no compatibles con un método aproximado, y
- El análisis de numerosos puentes, tipo viga-losa, continuos indica que los coeficientes de distribución para momentos negativos exceden aquellos obtenidos para momentos positivos en aproximadamente **10 por ciento**. Por otra parte, se ha observado que las tensiones en un apoyo interno, o próximo a él, se reducen debido a la distribución en abanico de la fuerza de reacción. Esta reducción tiene aproximadamente la misma magnitud que el aumento de los factores de distribución, por lo tanto ambos tienden a cancelarse mutuamente y por este motivo fueron eliminados de este Reglamento.

En el caso de la Combinación de Cargas para el Estado Límite de Resistencia **II**, aplicar un procedimiento de factores de distribución a una situación de carga que involucra cargas pesadas de circulación restringida puede resultar extremadamente conservador, a menos que haya factores de distribución disponibles entre carriles. Utilizando métodos de análisis refinados se evitará este problema.

Se puede utilizar un enfoque racional para extender el campo de aplicación de los requisitos del presente Artículo a puentes con vigas divergentes. El factor de distribución para sobrecarga en cualquier punto del tramo se puede calcular fijando la separación de las vigas, que se utiliza en las ecuaciones de este Artículo, igual a la semisuma de la distancia entre el centro de la viga considerada y las dos vigas a ambos lados. Se obtendrá así un factor de distribución variable a lo largo de la longitud de la viga. Aunque el factor de distribución variable es correcto desde el punto de vista teórico, no es compatible con los programas y software existentes que sólo permiten utilizar un factor de

distribución constante. Para utilizar este tipo de programas se podrían introducir simplificaciones adicionales. Una simplificación adicional podría ser ejecutar el programa un número de veces igual al número de tramos del puente. En cada ejecución del programa la separación entre vigas se fija igual a la máxima separación entre vigas en un tramo, y los resultados obtenidos se aplican para dicho tramo. El diseño obtenido con este enfoque seguramente será conservador. En el pasado, algunas jurisdicciones aplicaban este último enfoque, pero utilizaban la separación entre vigas en los puntos correspondientes a **2/3** o **3/4 del tramo**. Este enfoque también será una aproximación aceptable.

La mayoría de las expresiones para los factores de distribución fueron desarrolladas para ancho de tablero constante y vigas paralelas. Proyectos ya realizados con excepciones moderadas respecto de estas dos hipótesis, se comportaron satisfactoriamente cuando se utilizaron los factores de distribución **S/D**. Aunque los factores de distribución aquí especificados son más representativos del comportamiento real de los puentes, el sentido común indica que algunas excepciones aún deberían estar permitidas, especialmente si el parámetro **S** se selecciona criteriosamente, o si los factores son variados apropiadamente al seleccionar ubicaciones a lo largo del tramo.

Diseñar como si se tratara de una estructura que abarca la totalidad del ancho es apropiado en el caso de las secciones transversales rígidas a la torsión, en las cuales las cargas extremadamente altas se reparten entre las vigas y las cargas de torsión son difíciles de estimar. La fuerza de pretensado se deberá distribuir de forma uniforme entre las vigas. Las relaciones entre el ancho y la altura de las celdas deberán ser de aproximadamente **2:1**.

En ausencia de cálculos más precisos, la constante torsional de St. Venant, **J**, se puede determinar de la siguiente manera:

- Para vigas abiertas de pared delgada:

$$J = \frac{1}{3} \sum b t^3 \quad (\text{C 4.6.2.2.1-1})$$

- Para secciones abiertas robustas, por ejemplo vigas **I** pretensadas, vigas **T**, etc., y secciones macizas:

$$J = \frac{A^4}{40 I_p} \quad (\text{C 4.6.2.2.1-2})$$

- Para geometrías cerradas de pared delgada:

$$J = \frac{4 A_o^2}{\sum \frac{s}{t}} \quad (\text{C 4.6.2.2.1-3})$$

donde:

- b** ancho del elemento tipo placa, en m.
- t** espesor del elemento tipo placa, en m.
- A** área de la sección transversal, en m<sup>2</sup>.

- $I_p$  momento de inercia polar, en  $m^4$ .
- $A_o$  área encerrada por los ejes de los elementos, en  $m^2$ .
- $s$  longitud de un elemento lateral, en m.

Se ha demostrado que la Ecuación C 4.6.2.2.1-2 subestima considerablemente la rigidez torsional de algunas vigas **I** de hormigón. En el trabajo de Eby et al. (1973) se puede hallar una aproximación más precisa, aunque también más compleja.

La intención del postesado transversal que aquí se especifica, para algunas secciones transversales, es lograr que las unidades actúen de manera conjunta. Se recomienda utilizar como mínimo una tensión de pretensado igual a **1,70 MPa**.

Para las vigas cuyo momento de inercia es variable,  $K_g$  se puede basar en las propiedades medias.

En la Tabla 4.6.2.2.1-1 se ilustran en la sección transversal las juntas longitudinales entre unidades prefabricadas de puentes tipo "**f**", "**g**", "**h**", "**i**", y "**j**". Si están suficientemente interconectadas, este tipo de construcción actúa como una unidad monolítica. En el Artículo 5.14.4.3.3f, una junta totalmente interconectada se identifica como una junta de corte flexional. Este tipo de interconexión se puede mejorar ya sea postensando transversalmente con la intensidad arriba indicada o bien colocando una sobrecapa de armadura estructural, también especificada en el Artículo 5.14.4.3.3f, o combinando ambas acciones. El uso de barras transversales de acero dulce fijadas mediante tuercas u otros pasadores similares no se debe considerar suficiente para lograr la completa continuidad a la flexión transversal, a menos que se pueda demostrar mediante ensayos o experiencias. En general, se cree que el postesado es más efectivo que una sobrecapa estructural, siempre que se logre la intensidad especificada arriba.

En algunos casos, el límite inferior del espesor de losa de tablero,  $t_s$ , indicado en la columna de rango de aplicabilidad de las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 es menor que **0,18 m**. Los estudios utilizados para desarrollar las expresiones de estas tablas, reflejan el rango de espesores de losa indicado. El Artículo 9.7.1.1 establece que no se deben utilizar tableros de hormigón de menos de **0,18 m** de espesor a menos que el Propietario lo autorice expresamente. No es la intención de los valores de las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 sustituir los requisitos del Artículo 9.7.1.1.

Las ecuaciones del factor de distribución de carga para puentes tipo "**d**", vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ, se obtuvieron ubicando primero el vehículo en forma longitudinal y luego transversalmente, utilizando una sección **I** del cajón. Aunque sería más apropiado desarrollar un algoritmo que permitiera hallar el pico de una superficie de influencia, en la mayoría de los casos utilizar este factor para las vigas interiores, multiplicado por el número de vigas, resulta conservador.

La Tabla C 4.6.2.2.1-1 describe cómo se puede determinar el término **L** (longitud) que se utiliza en las expresiones, para calcular el factor de distribución de sobrecarga, indicadas en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3.



**Tabla C 4.6.2.2.1-1. Longitud  $L$ , en m, para utilizar en las ecuaciones de factor de distribución de sobrecarga**

Solicitud	$L$ [m]
Momento positivo	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Momento negativo – Cerca del apoyo interior de tramos continuos entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes
Momento negativo – Excepto aquel cercano a apoyos interiores de tramos continuos	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Corte	Longitud del tramo para el cual se está calculando el corte
Reacción exterior	Longitud del tramo exterior
Reacción interior de tramo continuo	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes

En el raro caso en que la disposición del tramo continuo es tal que un tramo interior no tiene ningún momento positivo por carga uniforme (es decir no hay puntos de inflexión debidos a la carga uniforme), la región de momento negativo próxima a los apoyos interiores se incrementaría hacia el centro del tramo, y la longitud  $L$  utilizada para determinar los factores de distribución de la sobrecarga sería el promedio de los dos tramos adyacentes.

#### **C 4.6.2.2.2. Método de los factores de distribución para momento y corte**

##### **C 4.6.2.2.2a. Vigas interiores con tableros de madera (Artículo en desarrollo)**

##### **C 4.6.2.2.2b. Vigas interiores con tableros de hormigón**

Los resultados de estudios analíticos e investigaciones de modelos de puentes de un solo tramo con múltiples vigas cajón, informados en el trabajo de Johnston and Mattock (1967), muestran que para analizar el comportamiento de este tipo de puentes se puede utilizar la teoría de las placas plegadas. La teoría de las placas plegadas se utilizó para obtener la máxima carga por viga, producida por diferentes combinaciones críticas de cargas en **31 puentes** con diferentes longitudes de tramo, números de vigas cajón, y números de carriles de circulación.

Los factores de presencia múltiple, especificados en la Tabla 3.6.1.1.2-1, no son aplicables para desarrollar la ecuación de la Tabla 4.6.2.2.2b-1, correspondiente a múltiples vigas cajón de acero, ya que allí se consideraron los factores de ediciones anteriores del "Standard Specifications".

La distribución de carga lateral obtenida para tramos simples también se considera aplicable para estructuras continuas.

Los puentes considerados al desarrollar las ecuaciones tenían sólo diafragmas interiores en los extremos, es decir, no tenían diafragmas interiores en los tramos ni tampoco diafragmas exteriores entre cajones. Si dentro de un tramo están provistos diafragmas interiores o exteriores, en cierto grado se mejorarán las características de distribución de la

carga transversal en el puente. Si se desea, esta mejoría se puede evaluar utilizando los métodos de análisis identificados en el Artículo 4.4.

**C 4.6.2.2.2c. Vigas interiores con tableros de acero corrugado (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 4.6.2.2.2d. Vigas exteriores**

Se requiere esta investigación adicional porque el factor de distribución para vigas en una sección transversal multiviga, Tipos “a”, “e” y “k” en la Tabla 4.6.2.2.1-1, se determinó sin considerar la presencia de diafragmas ni pórticos transversales. El procedimiento recomendado es en realidad un requisito interino que se mantendrá hasta que se realicen investigaciones que permitan obtener una mejor solución.

El procedimiento delineado en este capítulo es igual a la aproximación convencional para cargas en pilotes:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2} \quad (\text{C 4.6.2.2.2d-1})$$

donde:

- R** reacción sobre la viga exterior en términos de carriles.
- N<sub>L</sub>** número de carriles cargados en estudio.
- e** excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas, en m.
- x** distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga, en m.
- X<sub>ext</sub>** distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior, en m.
- N<sub>b</sub>** número de vigas.

**C 4.6.2.2.2e. Puentes oblicuos**

En la actualidad no existen factores de reducción aceptados, para los casos no cubiertos en la Tabla 4.6.2.2.2e-1.

**C 4.6.2.2.2f. Momentos flectores y corte en vigas transversales de tablero (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 4.6.2.2.3. Método de los factores de distribución para corte**

**C 4.6.2.2.3a. Vigas interiores (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.2.2.3b. Vigas exteriores (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.2.2.3c. Puentes oblicuos**

No existen factores de corrección verificables para los casos no cubiertos en la Tabla 4.6.2.2.3c-1.

Tratar todas las vigas de un puente multiviga de igual manera, es un procedimiento conservador respecto de las reacciones positivas y el corte. Sin embargo, no es necesariamente conservador respecto del levantamiento en el caso de grandes oblicuidades y tramos exteriores cortos de vigas continuas. Se debe considerar la posibilidad de realizar una investigación adicional del levantamiento utilizando el factor de corrección de la Tabla 4.6.2.2.3c-1, es decir, tomando los términos, diferentes a **1,0**, como negativos para la viga exterior en la esquina aguda.

#### **C 4.6.2.2.4. Puentes curvos de acero**

El método de carga "**V**" (Acero de los Estados Unidos, "United States Steel, 1984) ha sido un método aproximado utilizado ampliamente para el análisis de puentes vigas, de acero **I**, curvados horizontalmente. El método supone que la carga interna de torsión en el puente, que resulta únicamente de la curvatura, es resistida por el conjunto autoequilibrante de esfuerzos de corte entre vigas adyacentes.

El método de carga "**V**" no considera, directamente, los esfuerzos torsores no generados por la curvatura, ni tampoco considera la rigidez de corte horizontal del tablero de hormigón. El método sólo es válido para cargas tales como cargas normales de carretera. Para cargas excepcionales, se requiere un análisis más refinado. El método supone una distribución lineal del corte en las vigas a través de la sección del puente; por lo tanto, las vigas en una sección transversal dada deberán tener aproximadamente la misma rigidez vertical. El método de carga "**V**" tampoco es aplicable directamente a las estructuras con curvatura inversa ni a un sistema de pórtico cerrado con riostra lateral horizontal cerca, o en el plano, de una o ambas alas. El método de carga "**V**" no considera directamente el giro de la viga; por lo que las deformaciones laterales, que se convierten importantes en puentes con grandes luces y/o con oblicuidad pronunciada, y deformaciones verticales, pueden ser considerablemente subestimadas. En ciertas situaciones, el método de carga "**V**" no puede detectar el levantamiento de los apoyos extremos. El método es el más adecuado para el diseño preliminar, pero también puede ser apto para el diseño final en estructuras con apoyos radiales o apoyos oblicuos con menos de aproximadamente **10 grados**.

El método **M/R** proporciona unos medios para tener en cuenta el efecto de la curvatura en puentes vigas curvas tipo cajón. El método y las limitaciones sugeridas en su uso son discutidos por Tung and Fountain (1970).

Las reacciones verticales en los apoyos interiores sobre el lado cóncavo de puentes de tramos continuos, pueden ser subestimados significativamente tanto por el método de carga "**V**" como por el método **M/R**.

Los factores de distribución de sobrecarga, utilizados tanto en el método de carga "**V**" como en el método **M/R**, se pueden determinar mediante las disposiciones correspondientes del Artículo 4.6.2.2.

No existen reglas y limitaciones estrictas sobre la aplicabilidad de estos dos métodos aproximados. El Ingeniero debe determinar cuándo son adecuados los métodos aproximados de análisis.

#### **C 4.6.2.2.5. Cargas especiales actuando junto con otro tipo de tránsito**

Debido a que se desconoce el número de carriles cargados utilizado para determinar el factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles,  **$g_m$** , en esta expresión el

factor de presencia múltiple correspondiente a múltiples carriles,  $m$ , implícitamente se fija igual a **1,0** (lo cual supone que solamente hay dos carriles cargados), con lo cual la solicitud final obtenida es más conservadora que si se utilizaran los factores de presencia múltiple correspondientes a tres o más carriles cargados.

El factor  $Z$  se utiliza para diferenciar entre situaciones en las cuales para determinar el factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril se especifica una expresión algebraica y aquellas situaciones en las cuales se especifica la regla de la palanca. En las situaciones en las cuales se especifica una expresión algebraica, el factor de presencia múltiple para un solo carril cargado (**1,20**) ya está incluido en la expresión algebraica y debe ser eliminado utilizando  $Z = 1,20$  en la Ecuación 4.6.2.2.5-1 de modo que el factor de distribución se pueda utilizar en la Ecuación 4.6.2.2.5-1 para determinar la solicitud debida a carga en múltiples carriles.

Esta fórmula se desarrolló a partir de una fórmula similar presentada, sin investigaciones, por Modjeski and Masters, Inc. (1994) en un informe para el “Departamento de Transporte de Pennsylvania en 1994” (Pennsylvania Department of Transportation, 1994), y analizada en el trabajo de Zokaie (1998).

#### **C 4.6.2.3. Anchos de faja equivalentes para puentes tipo losa**

En la Ecuación 4.6.2.3-1, el ancho de faja ha sido dividido por **1,20** para tomar en cuenta el efecto de presencia múltiple.



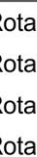
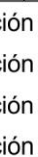
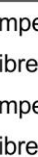

#### **C 4.6.2.4. Puentes reticulados y en arco (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.2.5. Factor de longitud efectiva, $K$**

Las ecuaciones para calcular la resistencia a la compresión de columnas y factores de amplificación de momentos de vigas-columnas incluyen un factor  $K$ , el cual se aplica para modificar la longitud de acuerdo con las condiciones de vínculo en los extremos de la columna y la capacidad de rotación y traslación de los mismos.

El factor  $K$  es la relación entre la longitud efectiva de una columna articulada ideal y la longitud real de una columna con diferentes condiciones de vínculo en sus extremos. El producto  $K \cdot L$  representa la longitud entre los puntos de inflexión de una columna deformada por pandeo afectada por la restricción contra la rotación y traslación de sus extremos. En la Tabla C 4.6.2.5-1 se indican valores teóricos de  $K$  correspondientes a algunas condiciones de vínculo idealizadas, tomados del trabajo del “Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural” (Structural Stability Research Council).

**Tabla C 4.6.2.5-1. Factores de longitud efectiva,  $K$**

La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de $K$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de $K$ de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,0	1,2	2,1	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos						
	Rotación impedida	Rotación libre	Rotación impedida	Rotación libre	Traslación impedida	Traslación libre

Debido a que las condiciones reales en los extremos de las columnas rara vez coinciden totalmente con las condiciones de vínculo idealizadas en cuanto a capacidad de rotación y traslación, los valores de diseño sugeridos por el "Structural Stability Research Council" son mayores que los valores teóricos.

La estabilidad lateral de las columnas de pórticos continuos, no arriostrados por unión a muros de corte, arriostramiento diagonal, o estructuras adyacentes, depende de la rigidez flexional de las vigas rígidamente conectadas. Por lo tanto, el factor de longitud efectiva,  $K$ , es función de la restricción flexional total que aportan las vigas en los extremos de la columna. Si la rigidez de las vigas es pequeña en relación con la de la columna, el valor de  $K$  podría ser mayor que 2,0.

Los ángulos individuales se cargan a través de una de las alas y están sujetos a la excentricidad y la torsión, que a menudo no se reconoce. Para estos elementos  $K$  es igual a 1,0, con el objeto de igualar con la resistencia proporcionada por la "Guía para el Diseño de Torres de Transmisión en Acero" (Guide for Design of Steel Transmission Towers, ASCE Manual N° 52, 1971).

Suponiendo que sólo hay acción elástica y que todas las columnas pandean simultáneamente, se puede demostrar que (Chen and Lui, 1991; ASCE Task Committee on Effective Length, 1997):

- Para pórticos arriostrados

$$\frac{G_a G_b}{4} \left( \frac{\pi}{K} \right)^2 + \frac{G_a + G_b}{2} \left( 1 - \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan \left( \frac{\pi}{K} \right)} \right) + \frac{2 \tan \left( \frac{\pi}{2K} \right)}{\frac{\pi}{K}} = 1 \quad (\text{C 4.6.2.5-1})$$

- Para pórticos no arriostrados

$$\frac{G_a G_b \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6 (G_a + G_b)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan\left(\frac{\pi}{K}\right)} \quad (\text{C 4.6.2.5-2})$$

Donde los subíndices **a** y **b** se refieren a los dos extremos de la columna en estudio, siendo:

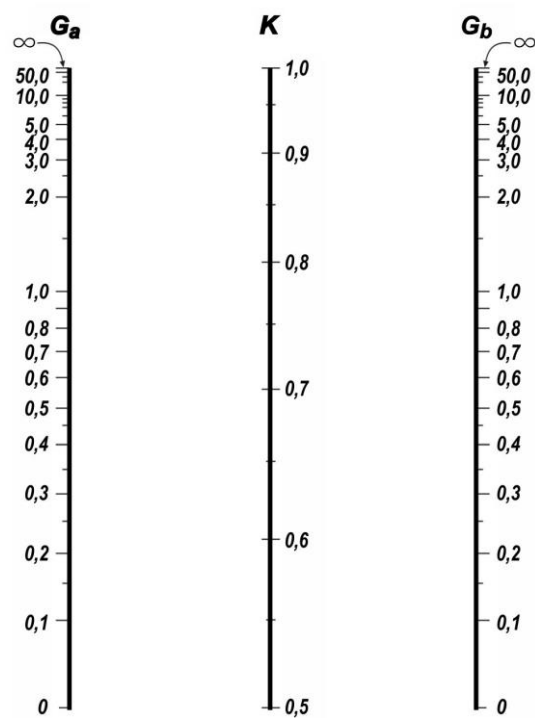
$$G = \frac{\sum \left( \frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_g I_g}{L_g} \right)} \quad (\text{C 4.6.2.5-3})$$

donde:

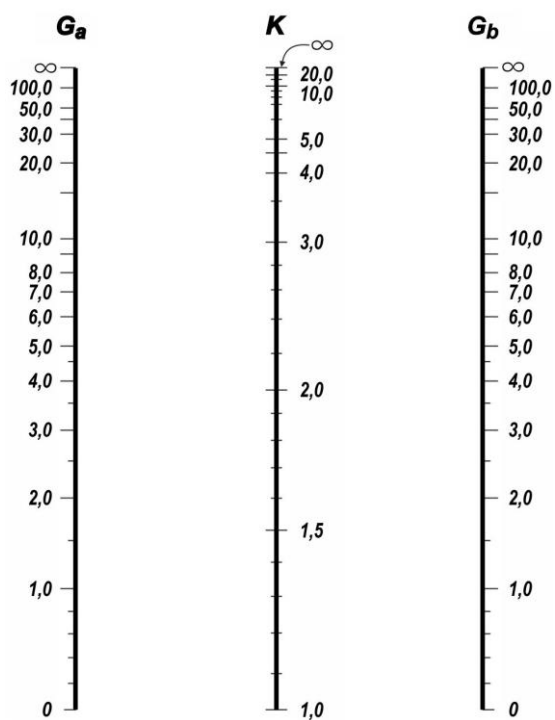
- Σ** sumatoria de las propiedades de los componentes conectados rígidamente a un extremo de la columna en el plano de flexión.
- E<sub>c</sub>** módulo de elasticidad de la columna, en MPa.
- I<sub>c</sub>** momento de inercia de la columna, en m<sup>4</sup>.
- L<sub>c</sub>** longitud no arriostrada de la columna, en m.
- E<sub>g</sub>** módulo de elasticidad de la viga u otro elemento que provee restricción, en MPa.
- I<sub>g</sub>** momento de inercia de la viga u otro elemento que provee restricción, en m<sup>4</sup>.
- L<sub>g</sub>** longitud sin apoyo de la viga u otro elemento que provee restricción, en m.
- K** factor de longitud efectiva para la columna considerada.

Las Figuras C 4.6.2.5-1 y C 4.6.2.5-2 son representaciones gráficas de la relación entre **K**, **G<sub>a</sub>**, y **G<sub>b</sub>**, para las Ecuaciones C 4.6.2.5-1 y C 4.6.2.5-2, respectivamente. Las figuras se pueden utilizar para obtener los valores de **K** en forma directa.

Las Ecuaciones C 4.6.2.5-1, C 4.6.2.5-2, y los nomogramas de las Figuras C 4.6.2.5-1 y C 4.6.2.5-2 se basan en la hipótesis de condiciones idealizadas. El desarrollo del nomograma y las fórmulas se pueden consultar en libros de texto tales como Salmon and Johnson (1990) y Chen and Lui (1991). Si las condiciones reales difieren considerablemente de estas hipótesis idealizadas, es posible que los diseños resultantes sean poco realistas. Para evaluar las condiciones de los extremos de manera más precisa se pueden utilizar los trabajos de Galambos (1988), Yura (1971), Disque (1973), Duan and Chen (1989), y AISC (1993).



**Figura C 4.6.2.5-1. Nomograma para determinar el factor de longitud efectiva,  $K$ , para pórticos arriostrados**



**Figura C 4.6.2.5-2. Nomograma para determinar el factor de longitud efectiva,  $K$ , para pórticos no arriostrados**

Lo siguiente se aplica para el uso de las Figuras C 4.6.2.5-1 y C 4.6.2.5-2:

- Para la columna sujeta en sus extremos, pero no conectada rígidamente a una zapata o fundación, **G** es teóricamente igual a infinito pero, a menos que realmente esté diseñado como una auténtica articulación sin rozamiento, se puede tomar igual a **10** para el diseño práctico. Si el extremo de la columna está rígidamente unido a una zapata debidamente diseñada, **G** puede ser igual a **1,0**. Se pueden tomar valores más bajos si se justifica mediante análisis.
- En el cálculo de los factores de longitud efectiva para miembros con conexiones monolíticas, es importante utilizar el criterio ingenieril para evaluar correctamente el grado de fijación en la fundación. En ausencia de un análisis más refinado, se pueden utilizar los siguientes valores:

<b>Condición</b>	<b>G</b>
Zapata anclada en roca	<b>1,5</b>
Zapata no anclada en roca	<b>3,0</b>
Zapata en suelo	<b>5,0</b>
Zapata en múltiples filas de pilotes que trabajan de punta	<b>1,0</b>

En lugar de los nomogramas, se pueden utilizar las siguientes ecuaciones alternativas para el cálculo del factor **K** (Duan, King, and Chen, 1993).

- Para pórticos arriostrados:

$$K = 1 - \frac{1}{5 + 9 G_a} - \frac{1}{5 + 9 G_b} - \frac{1}{10 + G_a G_b} \quad (\text{C 4.6.2.5-4})$$

- Para pórticos no arriostrados:

- Para **K < 2**

$$K = 4 - \frac{1}{1 + 0,2 G_a} - \frac{1}{1 + 0,2 G_b} - \frac{1}{1 + 0,01 G_a G_b} \quad (\text{C 4.6.2.5-5})$$

- Para **K ≥ 2**

$$K = \frac{2 \pi a}{0,9 + \sqrt{0,81 + 4 a b}} \quad (\text{C 4.6.2.5-6})$$

siendo:

$$a = \frac{G_a G_b}{G_a + G_b} + 3 \quad (\text{C 4.6.2.5-7})$$

$$b = \frac{36}{G_a + G_b} + 6 \quad (\text{C 4.6.2.5-8})$$



Se utiliza primero la Ecuación C 4.6.2.5-5. Si el valor de  $K$  calculado por dicha Ecuación es mayor que **2**, se utiliza la Ecuación C 4.6.2.5-6. Los valores de  $K$  determinados a partir de las Ecuaciones C 4.6.2.5-5 y C 4.6.2.5-6 se ajustan muy bien a los resultados obtenidos de los nomogramas que utilizan las Ecuaciones C 4.6.2.5-1, C 4.6.2.5-2, C 4.6.2.5-3, y permite al Ingeniero determinar sin iteración una solución directa de  $K$ .

#### **C 4.6.2.6. Ancho efectivo del ala**

##### **C 4.6.2.6.1. Requisitos generales**

Los esfuerzos longitudinales se distribuyen, a través de los elementos flexores compuestos y monolíticos del tablero, mediante esfuerzos de corte en el plano. Debido a las deformaciones de corte correspondientes, las secciones planas no permanecen planas y las tensiones longitudinales a través del tablero no son uniformes. Este fenómeno se conoce como arrastre por cortante (shear lag). El ancho efectivo del ala es el ancho del tablero sobre el cual las tensiones longitudinales se suponen distribuidas uniformemente generando aproximadamente la misma fuerza y momentos en los elementos del tablero, determinados a partir de la teoría elemental de la viga quien supone que las secciones planas permanecen planas, con aquellos generados por la distribución de esfuerzos no uniformes.

Las disposiciones del presente Artículo se aplicarán a todos los elementos compuestos o monolíticos con una losa de tablero sometidos a flexión longitudinal, incluidas las vigas y largueros. Las mismas se basan en estudios de elementos finitos de diversos tipos y configuraciones de puente, corroborados por pruebas experimentales, y análisis de sensibilidad de diversas variables en las ecuaciones de regresión (Chen et al., 2005). Chen et al. (2005) encontraron que los puentes con elevada relación  $L/S$  (relación entre la longitud de tramo y la separación de vigas) mostraron consistentemente un ancho efectivo igual al ancho tributario  $b$ . En puentes sin oblicuidad con  $L/S = 3,1$ , el valor más pequeño de las relaciones  $L/S$  consideradas en el estudio de Chen et al. (2005), se determinó que  $b_e = b$  en las regiones de máximo momento positivo y aproximadamente  $b_e = 0,9 \cdot b$  en las regiones de máximo momento negativo en condiciones de estado límite de servicio. Sin embargo, exhibieron que  $b_e = b$  en dichas regiones en todos los casos de estado límite de resistencia. Puentes con grandes ángulos de oblicuidad a menudo exhiben  $b_e < b$  tanto en las regiones de máximo momento positivo como negativo, particularmente en los casos con pequeñas relaciones  $L/S$ . Sin embargo, cuando se evaluaron diversas disposiciones posibles usando el factor de calificación ( $RF$ , según sus siglas en inglés, "Rating Factor") como una medida de impacto, se observó que la influencia en la utilización del ancho completo ( $b_e = b$ ) era mínima. Por lo tanto, el uso del ancho tributario se justifica en todos los casos dentro de los límites especificados en el presente Artículo. El estudio de Chen et al. (2005) demostró que no existe una relación significativa entre el ancho efectivo de losa y el espesor de la losa, como se suponía en especificaciones previas al AASHTO 2012.

Estas disposiciones se consideran aplicables para ángulos de oblicuidad menores o iguales a **75 grados**, relaciones  $L/S$  mayores o iguales a **2,0** y anchos de voladizo menores o iguales a **0,5·S**. En casos inusuales donde se violen estos límites, se deberá utilizar un análisis refinado para determinar el ancho efectivo de la losa. Además, estas disposiciones se consideran aplicables en puentes viga-losa con ángulos de oblicuidad desiguales de las líneas de apoyo, vigas divergentes, vigas curvadas horizontalmente, tramos en voladizo, y en tramos continuos con longitudes desiguales de tramo, aunque estos parámetros no se han investigado ampliamente en los estudios hasta la fecha. Estas recomendaciones se basan en el hecho de que la participación de la losa en estos casos paramétricos más generales es fundamentalmente similar a la participación de la losa en los casos paramétricos específicos que se han estudiado.

El uso de la mitad de la distancia a la viga o larguero adyacente, en el cálculo del ancho efectivo de las vigas principales en los sistemas de viga y/o largueros compuestos o en los

cordones de reticulados con tablero compuesto, es una suposición conservadora para los principales componentes estructurales, ya que por lo general se puede esperar que un ancho mayor de losa participe con las vigas principales o cordones del reticulado. Sin embargo, este supuesto ancho tributario puede dar lugar a una subestimación en los requerimientos de los conectores de corte y la falta de consideración de fuerzas axiales y momentos flexores, en las vigas o largueros compuestos, debido a los efectos globales. Para utilizar un mayor ancho de losa, en las vigas principales o cordones de reticulado, se deberá considerar un análisis refinado.

Los casos específicos en los cuales se recomienda un análisis refinado se los enlista, puesto que están significativamente más allá de la aplicación convencional del concepto de un ancho efectivo de losa. Estos casos incluyen los arcos atirantados, donde la losa del tablero está diseñada para contribuir a la resistencia a tracción de las vigas, y los puentes atirantados con un tablero de losa mixta. Chen et al. (2005) proporciona resultados de pocos casos estudiados con anchos efectivos de losa, con simplificados límites inferiores, en sistemas de tablero mixto de puentes atirantados con ciertas características específicas.

#### **C 4.6.2.6.2. Vigas cajón construidas por dovelas de hormigón y vigas cajón de una sola célula hormigonadas in situ**

El Artículo 3-10.2 del documento Ontario Highway Bridge Design Code (1991) contiene una alternativa que se puede utilizar en reemplazo del procedimiento especificado en el presente Artículo. Este procedimiento alternativo proporciona una expresión para determinar el ancho efectivo del ala a utilizar en el cálculo de resistencias y tensiones de flexión.

Normalmente no es necesario superponer las tensiones locales de flexión de losas armadas en dos direcciones debidas a las cargas de rueda y las tensiones principales de flexión longitudinal.

Los anchos efectivos del ala,  $b_m$  y  $b_s$ , se calculan como el producto entre el coeficiente indicado en la Figura 4.6.2.6.2-2 y la distancia física  $b$ , como se indica en la Figura 4.6.2.6.2-3.

Si las distribuciones lineales de tensiones intersecan un borde libre o se intersecan entre sí antes de llegar al ancho máximo, la distribución lineal tendrá forma de trapecioide; caso contrario será triangular. Esto se ilustra en la Figura 4.6.2.6.2-3c.

La Figura 4.6.2.6.2-4 se debe utilizar sólo para calcular la resistencia debida al anclaje de los cables de postesado y a otras fuerzas concentradas, y se puede despreciar en el análisis general efectuado para determinar las solicitaciones.

#### **C 4.6.2.6.3. Superestructuras de múltiples células hormigonadas in situ (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.2.6.4. Tableros ortótropos de acero**

Se puede evitar la consideración del ancho efectivo de la placa del tablero mediante la aplicación de métodos de análisis refinados.

Se pueden usar los procedimientos de "Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges (AISC, 1963)" como medio aceptable de análisis simplificado; sin embargo, se ha demostrado que el uso de este procedimiento puede generar anchos efectivos de nervios que exceden su separación, lo que puede ser poco conservador.

Algunos ensayos (Dowling et al., 1977) han mostrado que para la mayoría de los casos prácticos, se puede despreciar el arrastre por cortante (shear lag) para calcular la resistencia última a compresión de las alas de las vigas rigidizadas o no (Lamas and

Dowling, 1980; Burgan and Dowling, 1985; Jetteur et al., 1984; y Hindi, 1991). De esta manera, un ala se puede normalmente considerar uniformemente cargada a través de su ancho. Es necesario considerar la efectividad del ala en mayor detalle solo en el caso de alas con relaciones de aspecto particularmente grandes ( $L/B < 5$ ) o paneles o rigidizadores de borde particularmente esbeltos (Burgan and Dowling, 1985 and Hindi, 1991).

La consideración del comportamiento inelástico puede aumentar el ancho efectivo en comparación con el análisis elástico. Con cargas últimas, la región del ala por encima del alma puede fluir y extender la plastificación (y distribuir el esfuerzo) hacia afuera si la placa mantiene su estabilidad local. Resultados de estudios realizados por Chen et al. (2005) en vigas de acero compuestas, incluyendo varias vigas tipo omega invertida de puentes, indicaron que el ancho total de la losa puede ser considerado efectivo en las regiones de momentos tanto positivo como negativo.

De este modo, las placas ortótropas actuando como alas se consideran totalmente efectivas para la evaluación de los estados límite de resistencia de flexión positiva y negativa cuando la relación  $L/B$  es al menos 5. Para el caso en que  $L/B < 5$ , solo se debe considerar efectivo un ancho de  $1/5$  de la luz efectiva. Para estados límite de servicio y fatiga en regiones de alto esfuerzo de corte, se debe realizar un análisis especial del arrastre por cortante (shear lag).

#### **C 4.6.2.6.5. Vigas transversales de tablero y vigas cabezales integrales**

Las disposiciones sobre el ancho efectivo del ala para vigas transversales de tablero y vigas cabezales integrales, basadas en prácticas satisfactorias del pasado, se especifican en el Artículo 8.10.1.4 de las “Especificaciones Estándares de AASHTO” (AASHTO Standard Specifications, 2002).

#### **C 4.6.2.7. Distribución de la Carga de Viento Lateral en Puentes Multiviga**

##### **C 4.6.2.7.1. Secciones I**

Los tableros de planchas de hormigón prefabricado no constituyen diafragmas rígidos y no se debe suponer que estos tableros actúan como diafragmas horizontales a menos que exista evidencia que demuestre lo contrario.

A menos que se efectúe un análisis más refinado, la fuerza de viento, el momento de viento, la fuerza horizontal a ser transmitida por los diafragmas y pórticos transversales, y la fuerza horizontal a ser transmitida por el arriostramiento lateral se pueden calcular como se indica a continuación. Este procedimiento se presenta para puentes viga, pero se puede adaptar para otros tipos de puentes.

La fuerza de viento,  $W$ , se puede aplicar a las alas de los elementos exteriores. En el caso de elementos compuestos y no compuestos con tableros de hormigón colado in situ o tableros metálicos ortótropos, no es necesario aplicar  $W$  en el ala superior.

$$W = \frac{\eta_i \gamma P_D d}{2} \quad (\text{C 4.6.2.7.1-1})$$

donde:

- $W$  fuerza mayorada de viento por unidad de longitud aplicada al ala, en kN/m.
- $P_D$  presión horizontal de viento de diseño especificada en el Artículo 3.8.1, en kN/m<sup>2</sup>.
- $d$  altura del elemento, en m.

- $\gamma$  factor de carga especificado en la Tabla 3.4.1-1 para la combinación de un determinado grupo de cargas.
- $\eta_i$  factor de modificación de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa según lo especificado en el Artículo 1.3.2.1.

Para los primeros dos recorridos de cargas, el máximo momento de viento sobre el ala cargada se puede determinar como:

$$M_w = \frac{W L_b^2}{10} \quad (\text{C 4.6.2.7.1-2})$$

donde:

- $M_w$  máximo momento lateral en el ala debido a la carga mayorada de viento, en kN·m.
- $W$  fuerza mayorada de viento por unidad de longitud aplicada al ala, en kN/m.
- $L_b$  separación de los puntos de arriostramiento, en m.

Para el tercer recorrido de cargas, el máximo momento de viento sobre el ala cargada se puede calcular como:

$$M_w = \frac{W L_b^2}{10} + \frac{W L^2}{8 N_b} \quad (\text{C 4.6.2.7.1-3})$$

donde:

- $M_w$  momento lateral total en el ala debido a la carga mayorada de viento, en kN·m.
- $W$  fuerza mayorada de viento por unidad de longitud aplicada al ala, en kN/m.
- $L_b$  separación de los pórticos transversales o diafragmas, en m.
- $N_b$  número de elementos longitudinales.
- $L$  longitud de tramo, en m.

La Ecuación C 4.6.2.7.1-3 se basa en la hipótesis que los pórticos transversales y diafragmas actúan como bielas, distribuyendo la fuerza de viento del ala exterior hacia las alas adyacentes. Si no hay pórticos transversales ni diafragmas, el primer término se debe tomar igual a **0,0** y  $N_b$  se deberá tomar igual a **1,0**.

La fuerza de viento horizontal aplicada a cada punto de arriostramiento se puede calcular como:

$$P_w = W L_b \quad (\text{C 4.6.2.7.1-4})$$

donde:

- $P_w$  fuerza de viento lateral aplicada al punto de arriostramiento, en kN.
- $W$  fuerza mayorada de viento por unidad de longitud calculada mediante la Ecuación C 4.6.2.7.1-1, en kN/m.
- $L_b$  separación de los pórticos transversales o diafragmas, en m.

Los sistemas de arriostramiento lateral requeridos para soportar ambas alas, debido a la transmisión de cargas de viento a través de diafragmas o pórticos transversales, se deberán diseñar para una fuerza horizontal igual a  $2 \cdot P_w$  en cada punto de arriostramiento.

#### **C 4.6.2.7.2. Secciones tipo cajón (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.2.7.3. Construcción (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.2.8. Distribución de las cargas sísmicas laterales (A definir por INPRES)**

#### **C 4.6.2.9. Análisis de puentes construidos por dovelas de hormigón**

##### **C 4.6.2.9.1. Requisitos generales**

En el análisis de puentes construidos por dovelas de hormigón es necesario considerar cómo varían los parámetros de diseño en función del tiempo, así como un cronograma de ejecución y método de montaje específicos. Esto, a su vez, requiere el uso de un software desarrollado para trazar la respuesta en función del tiempo de puentes de hormigón pretensado montados por dovelas bajo cargas constructivas y de servicio. Entre los numerosos programas desarrollados para este propósito hay varios que son de dominio público y se pueden adquirir por un importe nominal, por ejemplo, Ketchum (1986), Sushkewich (1986) y Danon and Gamble (1977).

##### **C 4.6.2.9.2. Modelos de bielas y tirantes**

En bibliografía se pueden encontrar antecedentes sobre el análisis transversal de puentes viga tipo cajón de hormigón.

##### **C 4.6.2.9.3. Ancho efectivo del ala (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.2.9.4. Análisis transversal (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.2.9.5. Análisis longitudinal (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.2.9.5a. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.2.9.5b. Análisis del montaje (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.2.9.5c. Análisis del sistema estructural definitivo (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.2.10. Anchos de faja equivalente para alcantarillas tipo cajón**

##### **C 4.6.2.10.1. Requisitos generales**

El diseño, con alturas de relleno igual o mayor a **0,60 m**, está especificado en el Artículo 3.6.1.2.6.

##### **C 4.6.2.10.2. Caso 1: Recorrido del tránsito en dirección paralela al tramo**

Las alcantarillas están diseñadas conforme a las disposiciones del Capítulo 12. Las alcantarillas tipo cajón normalmente se analizan como pórtico en dos direcciones. Los anchos de faja equivalente se utilizan para simplificar el análisis de la respuesta tridimensional de las sobrecargas. Las Ecuaciones 4.6.2.10.2-1 y 4.6.2.10.2-2 se basan en investigaciones (McGrath et al., 2004) analizando las fuerzas en alcantarillas tipo cajón con tramos de hasta **7,30 m**.

Los anchos de distribución se basan en la distribución de las fuerzas de corte. Para momentos positivos y negativos los anchos de distribución son más amplios; sin embargo, el uso de un ancho más estrecho en combinación con el factor de presencia múltiple de un solo carril proporciona diseños adecuados para múltiples carriles cargados para todas las solicitudes.

Aunque en la práctica pasada se haya ignorado la distribución de la sobrecarga a través de rellenos de suelo, la consideración de este efecto, tal como se presenta en la Ecuación 4.6.2.10.2-2, permite obtener un modelo más preciso de los cambios en las fuerzas de diseño con el aumento de la profundidad del relleno. El incremento de la longitud de carga paralela al tramo, según lo permitido por la Ecuación 4.6.2.10.2-2, puede ser conservadoramente despreciado en el diseño.

##### **C 4.6.2.10.3. Caso 2: Recorrido del tránsito en dirección perpendicular al tramo**

Las alcantarillas, con el tránsito desplazándose en forma perpendicular al tramo, pueden tener en la misma faja de diseño dos o más camiones al mismo tiempo. Esto debe tenerse en cuenta, para el análisis de la respuesta estructural de la alcantarilla, mediante el apropiado factor de presencia múltiple.

##### **C 4.6.2.10.4. Alcantarillas tipo cajón prefabricadas**

Las alcantarillas tipo cajón prefabricadas realizadas de acuerdo con AASHTO M 273, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto, a menudo se instalan con juntas que no proporcionan ningún medio de transferencia directa de corte a través de las juntas de secciones adyacentes bajo condiciones de carga de servicio. Esta práctica se basa en investigaciones (James, 1984; Frederick, et al., 1988), los cuales indican que la transferencia significativa de corte puede no ser necesaria bajo cargas de servicio. La respuesta de las secciones ensayadas estaba caracterizado por pequeñas flechas y deformaciones que indicaban que no se produjo fisuración bajo cargas de rueda en servicio sin recubrimiento de tierra y que la demanda de la sección fue menor que lo previsto por el diseño, que se basaba de manera conservadora en una sección fisurada. Si bien no hay problemas conocidos en servicio con la instalación de secciones estándares tipo cajón sin medios de transferencia de corte a través de las juntas, los análisis (McGrath et al., 2004) indican que las tensiones son mucho mayores cuando una alcantarilla tipo cajón está sujeta a una sobrecarga en un borde libre que cuando está cargado lejos de él.

Sin embargo, la investigación realizada en alcantarillas tipo cajón prefabricadas que se cargaron en el borde de la sección (Abolmaali and Garg, 2007) ha demostrado que no se requiere ningún medio de transferencia de carga a través de la junta cuando la sobrecarga se distribuye según los Artículos 4.6.2.10.2 y 4.6.2.10.3 y la losa superior de la alcantarilla tipo cajón se ha diseñado de acuerdo con el Artículo 5.8.3. Los cajones ensayados mostraron tener una resistencia al corte significativamente mayor que lo previsto por el Artículo 5.8.3.

Para alcantarillas tipo cajón fuera de los requisitos de dimensiones normales ASTM/AASHTO, probablemente algún relleno o pavimento proporcionará suficiente transferencia de corte para distribuir la sobrecarga a las secciones tipo cajón adyacentes sin encastres de corte para evitar mayores tensiones debidas a la carga de borde. Por otra parte, para alcantarillas tipo cajón fuera de los requisitos dimensionales de ASTM/AASHTO sin ningún recubrimiento, ni pavimento, suelo u otros medios de transferencia de corte tales como los encastres de corte, los proyectistas deberán diseñar la sección de alcantarilla para los anchos especificados de distribución reducidos al carecer de un método de diseño más riguroso.

### **C 4.6.3. Métodos de análisis refinados**

#### **C 4.6.3.1. Requisitos generales**

Si la sollicitación extrema que actúa en un elemento se determina utilizando un método de análisis refinado, el número de posibles ubicaciones de la sobrecarga vehicular de diseño será elevado. Los siguientes factores son variables:

- La ubicación de los carriles de diseño, si el ancho de tablero disponible contiene una fracción del ancho de carril de diseño,
- Cuáles de los carriles de diseño realmente se utilizan,
- La ubicación longitudinal de la sobrecarga vehicular de diseño en cada carril,
- La separación longitudinal entre ejes de la sobrecarga vehicular de diseño,
- La ubicación transversal de la sobrecarga vehicular de diseño en cada carril.

Este requisito refleja las respuestas de los puentes que se han observado experimentalmente. Tradicionalmente esta fuente de rigidez ha sido despreciada, a pesar de lo cual existe y puede ser incluida, siempre que se asegure plenamente la acción compuesta.

Se deben proveer coeficientes de distribución de sobrecarga para cada combinación de componente y carril.

#### **C 4.6.3.2. Tableros**

##### **C 4.6.3.2.1. Requisitos generales**

En muchos tableros macizos, la torsión contribuye a soportar las cargas de rueda de manera comparable a la flexión. Existen grandes momentos torsores en las zonas extremas de los puentes viga oblicuos, generados por la presencia de flechas diferenciales. En la mayoría de los tipos de tableros, las tensiones de corte son bastante bajas, y su contribución a la flecha vertical no es significativa. No se deberán despreciar

las deformaciones por corte en el plano, las cuales dieron origen al concepto de ancho efectivo para tableros de puentes mixtos.

#### **C 4.6.3.2.2. Modelo de placa isótropa**

El análisis es bastante insensible a pequeñas desviaciones en la altura constante, tales como las debidas al peralte, coronamiento y cartelas. Incluso una gran diferencia en la cuantía de armadura, en losas de hormigón ligeramente fisuradas, no modificará significativamente la distribución de cargas.

La rigidez torsional del tablero se puede estimar utilizando la Ecuación C 4.6.2.2.1-1, utilizando  $b$  igual a  $1,0$ .

#### **C 4.6.3.2.3. Modelo de placa ortótropa**

La precisión de un análisis que utiliza el modelo de placa ortótropa disminuye fuertemente para sistemas compuestos por un pequeño número de elementos sometidos a cargas concentradas.

#### **C 4.6.3.2.4. Modelo refinado de tablero ortótropo**

El "Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Bridges (FHWA, 2012)" proporciona orientación adicional acerca de la evaluación de esfuerzos estructurales locales utilizando la modelación con elementos finitos.

### **C 4.6.3.3. Puentes de Viga–Losa**

#### **C 4.6.3.3.1. Requisitos generales**

Es posible que el software elegido especifique límites más estrictos para la relación de aspecto.

En ausencia de otro tipo de información, el Ingeniero puede utilizar los siguientes lineamientos a su discreción:

- Se deberá utilizar como mínimo cinco nodos por cada tramo de viga, y preferentemente se deben utilizar nueve.
- Para los análisis por elementos finitos que involucran elementos tipo placa y tipo viga, es preferible mantener las distancias verticales relativas entre los diferentes elementos. Si esto no fuera posible, los elementos longitudinales y transversales se pueden ubicar a la mitad del espesor de los elementos tipo placa, siempre que las excentricidades se incluyan en las propiedades equivalentes de las secciones que sean compuestas.
- Para los análisis por emparrillado o análisis por elementos finitos y por diferencias finitas de la sobrecarga, se deberá suponer que la losa es efectiva para proveer rigidez tanto en flexión positiva como en flexión negativa. En los sistemas de emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, se deberán utilizar las propiedades de la sección compuesta.
- En los análisis por elementos finitos, un elemento deberá tener capacidad membranal con discretización suficiente para considerar adecuadamente el arrastre por cortante. Para el cálculo de resistencias, las solicitaciones así calculadas se deben aplicar a las correspondientes secciones compuestas o no compuestas.



- Para los elementos longitudinales mixtos, en un análisis por emparrillado, la rigidez se debe calcular suponiendo un ancho de losa efectivo, pero no es necesario que este ancho sea menor que lo especificado en el Artículo 4.6.2.6.
- Para los diafragmas con pórticos tipo **K** y pórticos tipo **X**, se deberán calcular las rigideces de la viga equivalente para flexión y corte. Para los puentes con diafragmas muy separados, puede ser deseable utilizar elementos transversales ideales tipo viga para modelar el tablero. El número de dichas vigas queda a criterio del Ingeniero. La importancia del arrastre por cortante en el ancho viga-losa transversal, en función de la distribución de la carga lateral, se puede evaluar cualitativamente variando la rigidez de los elementos viga-losa dentro de límites razonables y observando los resultados. Estos estudios de sensibilidad a menudo demuestran que este efecto no es significativo.
- Las solicitaciones en los diafragmas debidas a la sobrecarga se deben calcular mediante análisis por emparrillado o elementos finitos. La manera más simple de establecer las solicitaciones extremas consiste en utilizar superficies de influencias análogas a las desarrolladas para los elementos longitudinales principales.
- La constante torsional de St. Venant se puede determinar utilizando la ecuación del Artículo C 4.6.2.2.1. La transformación del hormigón y el acero en un único material se debe hacer en base al módulo de corte, **G**, el cual se puede tomar como  **$G = 0,5 \cdot E / (1 + \mu)$** . Se recomienda que la rigidez de St. Venant de las secciones compuestas utilice solamente la mitad del ancho efectivo de la sección flexional, como se describió anteriormente, antes de la transformación.

#### **C 4.6.3.3.2. Puentes curvos de acero**

Los métodos de análisis refinados, definidos en el Artículo 4.4, son generalmente basados mediante un ordenador. Los métodos de faja finita y de elementos finitos han sido los más comunes. El método de la faja finita es menos riguroso que el método de elementos finitos y ha caído en desuso con la llegada de los ordenadores más potentes. Los programas de elementos finitos pueden proporcionar un análisis de grilla utilizando una serie de elementos de viga conectados en un plano. Para refinar el modelo de grilla se pueden incluir elementos de compensación. Con frecuencia, en los elementos de viga se restringe el alabeo torsional. El método de los elementos finitos se puede aplicar a un modelo tridimensional de la superestructura. Una variedad de elementos se puede utilizar en este tipo de modelo. El modelo tridimensional puede ser hecho de manera de considerar la torsión de alabeo mediante el modelado de cada sección transversal de la viga con un conjunto de elementos.

La rigidez de los apoyos, incluyendo la restricción lateral tales como estribos integrales o pilares integrales, se debe considerar en el análisis. Puesto que la restricción del apoyo está desplazada del eje neutro de las vigas, a menudo se producen elevadas fuerzas laterales en los apoyos y pueden generar una significativa flexión en las vigas, pudiendo conducir a menores momentos de viga que se obtendrían si las restricciones no estuvieran presentes. El Ingeniero deberá cerciorarse que cualquier beneficio reconocido en el diseño estará presente durante toda la vida de servicio del puente.

Las cargas pueden ser directamente aplicadas al modelo estructural, o aplicadas a las líneas de influencia o superficies de influencia. Sólo cuando se utilizan soluciones elásticas de pequeña deformación las superficies de influencia o líneas de influencia son apropiadas. El Ingeniero debe corroborar que las cargas permanentes se aplican con la mayor precisión posible.

#### **C 4.6.3.4. Puentes celulares y tipo cajón (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.3.5. Puentes reticulados**

Si la carga se aplicara al tablero o a las vigas de tablero y no a las uniones del reticulado se obtendrán resultados que cuantifican mejor las acciones fuera del plano.

La experiencia demuestra que las solicitaciones debidas a las cargas permanentes calculadas utilizando ya sea un análisis de pórtico plano o bien un análisis de pórtico espacial en un reticulado con elementos primarios y secundarios adecuadamente contraflechados y detallados para minimizar la excentricidad en las uniones, serán bastante similares a las que se obtienen utilizando las aproximaciones convencionales. En muchos casos, la única manera de calcular con precisión las fuerzas en los elementos secundarios, particularmente las solicitaciones debidas a las sobrecargas, es realizar un análisis tridimensional completo.

#### **C 4.6.3.6. Puentes en arco**

En el trabajo de Nettleton (1977) se analiza el acortamiento de la nervadura y el diseño y construcción del arco.

No se puede esperar que un factor de corrección aplicado en un solo paso modele adecuadamente los efectos de la deformación para un amplio rango de rigideces.

Si además de las articulaciones en los estribos se dispone una articulación en el coronamiento de la nervadura, el arco se vuelve estáticamente determinado y básicamente se eliminan las tensiones debidas a los cambios de temperatura y acortamiento de la nervadura.

Los arcos se pueden analizar, diseñar y construir como articulados bajo carga permanente o porciones de carga permanente, y como fijos en algunos puntos articulados para el resto de las cargas de diseño.

En los arcos reticulados, la distribución de las tensiones entre el cordón superior y el inferior depende fuertemente del modo como se procede el montaje del arco. En estos casos el procedimiento de montaje deberá estar claramente especificado en las especificaciones técnicas.

#### **C 4.6.3.7. Puentes atirantados**

Numerosos libros de texto analizan los efectos no lineales en puentes atirantados, por ejemplo, Podolny and Scalzi (1986), Troitsky (1977), y un informe del Comité ASCE sobre Puentes Sustentados por Cables (ASCE, 1991). De este último documento se tomaron las formas particulares de las Ecuaciones 4.6.3.7-1 y 4.6.3.7-2.

#### **C 4.6.3.8. Puentes colgantes**

En el pasado, los puentes colgantes cortos han sido analizados por las teorías convencionales de las pequeñas deformaciones. Para los puentes de longitud corta a moderada se han utilizado métodos con factores de corrección para tomar en cuenta el efecto de la deformación, el cual es particularmente significativo para el cálculo de los momentos en los sistemas de tablero. Cualquier puente colgante en la actualidad tiene una longitud de tramo tal que se debe utilizar la teoría de las grandes deformaciones. Adecuados programas informáticos están disponibles en el mercado. Por lo tanto, hay pocas razones para no utilizar soluciones basadas en la teoría de las grandes deformaciones.

Por los mismos motivos de orden económico, el tramo probablemente tendrá una longitud suficiente como para que la influencia de la rigidez torsional del tablero, combinada con el

efecto relativamente pequeño de la sobrecarga en relación con la carga permanente, haga que la simple técnica de la sumatoria de momentos sea adecuada para asignar cargas a los cables y péndolas y habitualmente aún al sistema de tablero, por ejemplo, un reticulado de rigidización.

#### **C 4.6.4. Redistribución de momentos negativos en puentes de vigas continuas (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.4.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.4.2. Método refinado (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.4.3. Procedimiento aproximado (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.6.5. Estabilidad (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.6.6. Análisis para gradiente de temperatura**

La respuesta de una estructura frente a un gradiente de temperatura se puede dividir en tres efectos, de la siguiente manera:

- **Expansión axial** – Este efecto se debe a la componente uniforme de la distribución de la temperatura que se deberá considerar simultáneamente con la temperatura uniforme especificada en el Artículo 3.12.2. Se puede calcular como:

$$T_{UG} = \frac{1}{A_c} \iint T_G \, dw \, dz \quad (\text{C 4.6.6-1})$$

La correspondiente deformación axial uniforme es:

$$\varepsilon_u = \alpha (T_{UG} + T_u) \quad (\text{C 4.6.6-2})$$

- **Deformación por flexión** – Debido a que las secciones planas permanecen planas, la superestructura sufre una curvatura para acomodar la componente linealmente variable del gradiente de temperatura. La rotación por unidad de longitud correspondiente a esta curvatura se puede determinar como:

$$\phi = \frac{\alpha}{I_c} \iint T_G \, z \, dw \, dz = \frac{1}{R} \quad (\text{C 4.6.6-3})$$

Si la estructura no tiene restricciones externas, es decir, si está simplemente apoyada o en voladizo, la deformación superpuesta no desarrolla solicitaciones externas.

La deformación axial y la curvatura se pueden utilizar en formulaciones tanto de flexibilidad como de rigidez. En el primer caso se puede utilizar  $\varepsilon_u$  en lugar de  $N/AE$ , y en los cálculos de desplazamientos tradicionales se puede utilizar  $\phi$  en lugar de  $M/EI$ . En el segundo caso, las solicitaciones en el extremo fijo para un elemento prismático de un pórtico se puede determinar como:

$$N = E A_c \varepsilon_u \quad (\text{C 4.6.6-4})$$

$$M = E I_c \phi \quad (\text{C 4.6.6-5})$$

En el trabajo de Ghali and Neville (1989), el lector encontrará una discusión más profunda de este tema, además de numerosos ejemplos.

Las deformaciones inducidas por otros efectos, tales como la contracción y la fluencia lenta, se pueden tratar de manera similar.

- **Tensiones internas** – Utilizando la convención de signos según la cual la compresión se considera positiva, las tensiones internas adicionales a las correspondientes a un alargamiento axial y/o rotación restringidas se pueden calcular como:

$$\sigma_E = E [\alpha T_G - \alpha T_{UG} - \phi z] \quad (\text{C 4.6.6-6})$$

donde:

$T_G$	gradiente de temperatura [ $\Delta^\circ\text{C}$ ].
$T_{UG}$	temperatura promediada a lo largo de la sección transversal, en $^\circ\text{C}$ .
$T_u$	temperatura especificada uniforme, en $^\circ\text{C}$ .
$A_c$	área de la sección transversal – transformada para vigas de acero, en $\text{m}^2$ .
$I_c$	momento de inercia de la sección transversal – transformada para vigas de acero, en $\text{m}^4$ .
$\alpha$	coeficiente de expansión térmica, en $\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$ .
$E$	módulo de elasticidad, en MPa.
$R$	radio de curvatura, en m.
$w$	ancho de la sección transversal del elemento, en m.
$z$	distancia vertical a partir del centro de gravedad de la sección transversal, en m.

Por ejemplo, la parte del gradiente que genera una deformación por flexión flexiona una superestructura prismática en un segmento de círculo en el plano vertical. Para una estructura de dos tramos con una longitud de tramo  $L$ , en m, la viga no restringida se levantaría del apoyo central una distancia  $\Delta [m] = L^2 / 2R$ .

Al forzar la viga hacia abajo para eliminar el  $\Delta$  se desarrollaría un momento cuyo valor en el pilar sería:

$$M_c = \frac{3}{2} E I_c \phi \quad (\text{C 4.6.6-7})$$

Por lo tanto, el momento es función de la rigidez de la viga y de la flexión impuesta. A medida que la rigidez tiende a cero en el estado límite de resistencia,  $M_c$  tiende a

desaparecer. Este comportamiento también indica la necesidad que haya ductilidad para garantizar la integridad de la estructura a medida que disminuye la rigidez.

## **C 4.7. ANÁLISIS DINÁMICO**

### **C 4.7.1. Requisitos básicos de la dinámica estructural**

#### **C 4.7.1.1. Requisitos generales**

Por lo general, en el diseño de un puente no es necesario considerar un análisis de las vibraciones inducidas por los vehículos ni por el viento. Aunque un vehículo cruzando sobre el puente no constituye una situación estática, el puente se analiza colocando el vehículo de forma estática en diferentes ubicaciones a lo largo del puente y aplicando un incremento por carga dinámica, como se especifica en el Artículo 3.6.2, para considerar las respuestas dinámicas generadas por el vehículo en movimiento. Sin embargo, en los puentes flexibles y en los componentes largos y esbeltos de puentes que pueden ser excitados por el movimiento del puente, las sollicitaciones dinámicas pueden ser mayores que el incremento por carga dinámica especificado en el Artículo 3.6.2. En la mayoría de los puentes en los cuales se han observado problemas de vibración, el amortiguamiento natural de la estructura era muy bajo. Los puentes continuos flexibles pueden ser particularmente susceptibles a las vibraciones. Estos casos pueden requerir un análisis para sobrecarga móvil.

Si el número de grados de libertad del modelo es mayor que el número de grados de libertad dinámicos utilizado, se puede emplear un procedimiento de condensación estándar.

Se pueden utilizar procedimientos de condensación para reducir el número de grados de libertad antes de efectuar el análisis dinámico. Sin embargo, la condensación puede comprometer la precisión de los modos más elevados. Por lo tanto, si se requieren modos más elevados, tales procedimientos se deben aplicar con precaución.

El número de frecuencias y formas modales, necesarios para completar el análisis dinámico, se debe estimar de antemano o bien se debe determinar en los primeros pasos de un enfoque de múltiples pasos. Habiendo determinado este número, el modelo se debe desarrollar de manera que posea un mayor número de grados de libertad aplicables.

Se deben incluir suficientes grados de libertad para representar las formas modales relevantes para la respuesta que se desea obtener. Una regla práctica es que el número de grados de libertad deberá ser igual al doble del número de frecuencias requeridas.

El número de grados de libertad y las masas asociadas se deberán seleccionar de manera de aproximar la verdadera naturaleza distributiva de la masa. El número de frecuencias requeridas también depende del contenido de frecuencias de la función excitatriz.

#### **C 4.7.1.2. Distribución de masas**

La distribución de la rigidez y la masa se debe modelar en un análisis dinámico. La discretización del modelo deberá tener en cuenta, para la rigidez y la masa, la variación tanto geométrica como así también del material.

Elegir entre un modelo de masa consistente y un modelo de masa concentrada depende del sistema y de la respuesta investigada, y por lo tanto resulta difícil de generalizar. Para los sistemas de masa distributiva modelados con funciones de formas polinómicas en las cuales la masa está asociada con la rigidez distributiva, como por ejemplo una viga, se recomienda utilizar un modelo de masa consistente (Paz, 1985). En lugar de un modelo consistente, se puede utilizar un modelo de masa concentrada en los grados de libertad traslacionales, de manera de aproximar la naturaleza distributiva de la masa (Clough and Penzian 1975).

Para sistemas con masa distributiva asociada con mayor rigidez, como por ejemplo la rigidez en el plano del tablero de un puente, la masa se puede modelar adecuadamente como concentrado. Si fueran significativos, se deberán incluir los efectos de la inercia rotacional.

#### **C 4.7.1.3. Rigidez**

En el análisis sísmico se deberán considerar los efectos no lineales, tales como la deformación inelástica y la fisuración, ya que estos efectos disminuyen la rigidez.

Las columnas y muros de hormigón armado en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, se deberán analizar utilizando las propiedades de la sección fisurada. Para este propósito, se puede utilizar un momento de inercia igual a la mitad del correspondiente a la sección no fisurada. (A definir por INPRES)

#### **C 4.7.1.4. Amortiguamiento**

El amortiguamiento se puede despreciar en el cálculo de las frecuencias naturales y desplazamientos nodales asociados. Los efectos del amortiguamiento se deberán considerar si se busca una respuesta transitoria.

Se pueden obtener valores adecuados de amortiguamiento midiendo las vibraciones libres inducidas in situ o mediante ensayos de vibración forzada. En lugar de realizar mediciones, se pueden utilizar los siguientes valores para la relación de amortiguamiento viscoso equivalente:

- Construcciones de hormigón: **2%**
- Construcciones de acero soldadas y abulonadas: **1%**

#### **C 4.7.1.5. Frecuencias naturales (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 4.7.2. Respuestas dinámicas elásticas**

#### **C 4.7.2.1. Vibración inducida por los vehículos**

La limitación impuesta al incremento por carga dinámica refleja el hecho de que la rugosidad superficial del tablero es un factor que afecta fuertemente la interacción vehículo/puente, y que durante la etapa de diseño resulta difícil estimar cómo el deterioro del tablero a largo plazo afectará dicha rugosidad.

La correcta aplicación del requisito sobre reducción del incremento por carga dinámica es la siguiente:

$$IM_{Calc} \geq 0,5 IM_{Tabla\ 3-6} \quad (C\ 4.7.2.1-1)$$

y no:

$$(1 + IM)_{Calc} \geq 0,5 (1 + IM) \quad (C\ 4.7.2.1-2)$$

#### **C 4.7.2.2. Vibración inducida por el viento**

##### **C 4.7.2.2.1. Velocidades del viento (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.7.2.2.2. Efectos dinámicos (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 4.7.2.2.3. Consideraciones de diseño**

Las siguientes publicaciones contienen información adicional sobre el diseño para las cargas de viento: AASHTO (1985); Scanlan (1975); Simiu and Scanlan (1978); Basu and Chi (1981a); Basu and Chi (1981b); ASCE (1961); y ASCE (1991).

#### **C 4.7.3. Respuestas dinámicas inelásticas (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.7.3.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.7.3.2. Rótulas plásticas y líneas de rotura (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.7.4. Análisis para cargas sísmicas (A definir por INPRES)**

##### **C 4.7.5. Análisis para cargas de colisión (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.7.6. Análisis de los efectos explosivos**

La ubicación de la concentración de esquirlas y el daño de la abertura se deberán tener en cuenta para el diseño de los componentes del puente sujetos a fuerzas explosivas. Los datos disponibles al momento en que se desarrollan estos requisitos (invierno de 2010) no son suficientes para determinar expresiones con el fin de estimar el grado de esquirla/abertura en columnas de hormigón; sin embargo, las esquirlas y el daño de la abertura se pueden estimar para otros tipos de componentes utilizando los lineamientos indicados en el "Departamento de Defensa" (Department of Defense, 2008a).

La naturaleza altamente impulsiva de las cargas explosivas garantiza la consideración de los efectos inerciales durante el análisis de un componente estructural. Investigaciones pasadas han demostrado que, en general, un análisis estático equivalente no es aceptable para el diseño de cualquier elemento estructural sometido a cargas explosivas (Department of Defense, 2008a; Department of Defense, 2002; Bounds, 1998; ASCE, 1997). Se puede encontrar información sobre el diseño de estructuras para resistir cargas explosivas en: AASHTO's Bridge Security Guidelines (2011), ASCE (1997), Department of Defense (2008a), Conrath, et al. (1999), Biggs (1964), y Bounds (1998).

#### **C 4.8. ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS**

##### **C 4.8.1. Ensayo de modelos a escala (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 4.8.2. Ensayo de puentes existentes**

Las solicitaciones así medidas se pueden utilizar para proyectar la fatiga, para servir como base en proyectos similares, para establecer límites admisibles de peso, para determinar los requisitos a satisfacer para obtener una autorización para la circulación de determinados vehículos, o para establecer una base de prioridades de rehabilitación o refacción.

#### **COMENTARIOS DEL APÉNDICE A4. TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO (Este Artículo no tiene comentario)**





## **BIBLIOGRAFÍA**

En esta versión 2019 del Reglamento CIRSOC 801, se ha incluido la bibliografía original del AASHTO LRFD 2012.

### **BIBLIOGRAFÍA, CAPITULO 1**

AASHTO. 2010. AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition with Interims, LRFDCONS-3-M. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, Second Edition, LRFDSEIS-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. The Manual for Bridge Evaluation, Second Edition with Interim, MBE-2-M. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, 31th Edition, HM-31. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Frangopol, D. M., and R. Nakib. 1991. "Redundancy in Highway Bridges." Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 28, No. 1, pp. 45–50.

Hernandez Balat, V., Soprano, G., Ortega, D. A., Bissio, J. F., and Sprio, L., 2011. "Futuro Reglamento CIRSOC 207. Puentes de Hormigón Estructural. Estudios comparativos". Argentina. Atención: La referencia a CIRSOC 207 correspondió al año 2011 en que el Reglamento CIRSOC de puentes tenía esa numeración, que posteriormente fue reemplazada por la actual designación CIRSOC 801/802/803/804.

Mertz, D. 2009. "Quantification of Structural Safety of Highway Bridges" (white paper), Annual Probability of Failure. Internal communication.

Nowak, A., and K. R. Collins. 2000. Reliability of Structures. McGraw–Hill Companies, Inc., New York, NY.

### **BIBLIOGRAFÍA, CAPITULO 2**

AASHTO. 2009. Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, Second Edition with Interim Revisions, GVCB-2-M. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2005. Model Drainage Manual, Third Edition, MDM-3. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. Roadside Design Guide, RSDG-4. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO and FHWA. 1987. Bridge Deck Drainage Guidelines, Research Report RD-87-014. American Association of State Highway and Transportation Officials/Federal Highway Administration, Washington, DC.

Abramson, H. N., et al. 1999. Improving Surface Transportation Security: A Research and Development Strategy. Committee on R & D Strategies to Improve Surface Transportation Security, National Research Council, National Academy Press, Washington, DC.

AREMA. 2003. Manual for Railway Engineering. American Railway Engineers Association, Washington, DC.

ASCE. 1958. "Deflection Limitations of Bridges: Progress Report of the Committee on Deflection Limitations of Bridges of the Structural Division." Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 84, No. ST 3, May 1958.

The Blue Ribbon Panel on Bridge and Tunnel Security. 2003. Recommendations for Bridge and Tunnel Security. Special report prepared for FHWA and AASHTO, Washington, DC.

FHWA. 1991. "Evaluating Scour at Bridges," FHWA-1P-90-017. Hydraulic Engineering Circular 18. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

FHWA. 1991. "Stream Stability at Highway Structures," FHWA-1P-90-014. Hydraulic Engineering Circular 20. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Gottemoeller, F. 1991. "Aesthetics and Engineers: Providing for Aesthetic Quality in Bridge Design." Bridge Aesthetics Around the World, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 80–88.

Highway Engineering Division. 1991. Ontario Highway Bridge Design Code, Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, Canada.

Jenkins, B. M. 2001. Protecting Public Surface Transportation Against Terrorism and Serious Crime: An Executive Overview. MTI Report 01-14. Mineta Transportation Institute, San Jose, CA. Available at:  
<http://transweb.sjsu.edu/mtiportal/research/publications/summary/0114.html>.

Location and Hydraulic Design of Encroachment on Floodplains, U.S. Code, 23 CFR 650, Subpart A, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.

National Flood Insurance Act, U.S. Code, Title 42, Secs. 4001–28, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.

NRC. 1991. Bridge Aesthetics around the World, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Ritter, M. A. 1990. Timber Bridges, Design, Construction, Inspection, and Maintenance, EM7700-B. Forest Service, U.S. Department of Agriculture, Washington, DC.

Science Applications International Corporation (SAIC), Transportation Policy and Analysis Center. 2002. A Guide to Highway Vulnerability Assessment for Critical Asset Identification and Protection. Report prepared for The American Association of State Highway and Transportation Officials' Security Task Force, Washington, DC. Available at:

[http://security.transportation.org/sites/security/docs/guide-VA\\_FinalReport.pdf](http://security.transportation.org/sites/security/docs/guide-VA_FinalReport.pdf).

Williamson, E. B., D. G. Winget, J. C. Gannon, and K. A. Marchand. 2006. Design of Critical Bridges for Security Against Terrorist Attacks: Phase II. Pooled Fund Project TPF-5(056) Final Report. University of Texas, Austin, TX.

Winget, D. G., and E. B. Williamson. 2003. Design of Critical Bridges for Security Against Terrorist Attacks. TXDOT Project No. 0-4569, Phase 1 Report. University of Texas, Austin, TX.

Wright, R. N., and W. H. Walker. 1971. "Criteria for the Deflection of Steel Bridges," AISI Bulletin, No. 19, November 1971, Washington, DC.

### **BIBLIOGRAFÍA, CAPITULO 3**

AASHTO. 1989 with 1992 and 2002 interims. Guide Specifications for Structural Design of Sound Barriers. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 1991. Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, First Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition, HB-17. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2009 with 2010 interim. Guide Specifications and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, Second Edition, GVCB-2-M. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2009. LRFD Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges, Second Edition, GSDPB-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, Second Edition, LRFDSEIS-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, GDHS-6. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Afanas'ev, V. P., Y. V. Dolgoplov, and I. Shyaishstein. 1971. "Ice Pressure on Individual Marine Structures." In Ice Physics and Ice Engineering. G. N. Yakocev, ed. Translated from the Russian by Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, Israel.

Allen, T. M. 2005. Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD Foundation Strength Limit State Design. Publication No. FHWA-NHI-05-052. Federal Highway Administration, Washington, DC.

Allen, T. M., A. Nowak, and R. Bathurst. 2005. Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design. TRB Circular E-C079, Transportation Research Board, Washington, DC.

ASCE. 1980. "Loads and Forces on Bridges." Preprint 80-173. American Society of Civil Engineers National Convention, Portland, OR, April 14–18, 1980.

ASCE. 1988. Minimum Design Loads for Building and Other Structures, ASCE 7-88. American Society of Civil Engineers, New York, NY.

AUSTROADS. 1992. Bridge Design Code. Hay Market, Australia.

Briaud, J. and L. Tucker. 1993. Downdrag on Bitumen-Coated Piles, NCHRP 393/Project 24-05, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Burg, R. G. and A.E. Fiorato. 1999. "High-Strength Concrete in Massive Foundation Elements." PCA Research and Development Bulletin RD117. Portland Cement Association, Skokie, IL.

Burg, R. G. and B.W. Ost. 1992. "Engineering Properties of Commercially Available High-Strength Concretes." PCA Research and Development Bulletin RD104T. Portland Cement Association, Skokie, IL.

Buth, C. E, W. F. Williams, M. S. Brackin, D. Lord, S. R. Geedipally and A. Y. Abu-Odeh. 2010. "Analysis of Large Truck Collisions with Bridge Piers: Phase 1. Report of Guidelines for Designing Bridge Piers and Abutments for Vehicle Collisions," Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, TX.

Buth, C.E, M. S. Brackin, W. F. Williams, G. T. Fry, 2010. "Collision Loads on Bridge Piers: Phase 2. Report of Guidelines for Designing Bridge Piers and Abutments for Vehicle Collisions", Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, TX.

Caquot, A., and J. Kerisel. 1948. Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations. Gauthier-Villars, Libraire du Bureau des Longitudes, de L'Ecole Polytechnique, Paris.

CBA/Buckland and Taylor. 1982. "Annacis Island Bridge." In Report No. 3, Ship Collision Risk Analysis. Prepared for the British Columbia Ministry of Transportation and Highways, July 1982.

Cheney, R. S. 1984. "Permanent Ground Anchors." FHWA-DP-68-1R Demonstration Project. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 132.

Cheney, R. S. and R. Chassie. 2000. Soils and Foundations Workshop Reference Manual, NHI-00-045. National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Clausen, C. J. F., and S. Johansen. 1972. "Earth Pressures Measured Against a Section of a Basement Wall," Proceedings, 5th European Conference on SMFE. Madrid, Spain, pp. 515–516.

Clough, G. W., and J. M. Duncan. 1991. "Earth Pressures." Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition. H. Y. Fang, ed. Van Nostrand Reinhold, New York, NY, Chap. 6.

Clough, G. W., and T. D. O'Rourke. 1990. "Construction-Induced Movements of In-Situ Walls." In Proc., 1990 Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures. Ithaca, NY, pp. 439–470.

Clough, G. W., and Y. Tsui. 1974. "Performance of Tied-Back Retaining Walls." *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, New York, NY, Vol. 100, No. GT 12, pp. 1259–1273.

Coastal Engineering Research Center. 1984. *Shore Protection Manual*, 4th Edition. Coastal Engineering Research Center, Washington, DC.

Cohen, H. 1990. *Truck Weight Limits: Issues and Options*, Special Report 225. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Connor, R. J. 2002. *A Comparison of the In-Service Response of an Orthotropic Steel Deck with Laboratory Studies and Design Assumptions*, Ph.D. dissertation. Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Cowiconsult, Inc. 1981. *Sunshine Skyway Bridge Ship Collision Risk Assessment*. Prepared for Figg and Muller Engineers, Inc., Lyngby, Denmark, September 1981.

Cowiconsult. 1987. "General Principles for Risk Evaluation of Ship Collisions, Strandings, and Contact Incidents." Technical note, January 1987.

CSA. 2000. *Canadian Highway Bridge Design Code*, CAN/CSA-S6-00. Canadian Standards Association International, Section 3, Loads, Toronto, ON.

CSA. 1988. *Design of Highway Bridges*, CAN/CSA-S6-88. Canadian Standards Association, Rexdale, ON.

Csagoly, P. F., and Z. Knobel. 1981. *The 1979 Survey of Commercial Vehicle Weights in Ontario*. Ontario Ministry of Transportation and Communications, Toronto, ON.

D'Appolonia, E. 1999. *Developing New AASHTO LRFD Specifications for Retaining Walls*, Report for NCHRP Project 20-7, Task 88, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

FHWA. 2001. "Highway Performance Concrete." Compact Disc, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, August 2001.

FHWA. 2006. *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures, Part 1—Bridges*, FHWA Publication No. FHWA-HRT-06-032. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Flaate, K. S. 1966. *Stresses and Movements in Connection with Braced Cuts in Sand and Clay*. Ph.D Dissertation, University of Illinois, Urbana, IL.

Fujii, Y. and R. Shiobara. 1978. "The Estimation of Losses Resulting from Marine Accidents." *Journal of Navigation*, Cambridge University Press, Cambridge, England, Vol. 31, No. 1.

Gajer, R. B., and V. P. Wagh. 1994. "Bridge Design for Seismic Performance Category B: The Problem with Foundation Design," *Proceeding No. 11th International Bridge Conference*, Paper IBC-94-62, Pittsburgh, PA.

Gerard, R., and S. J. Stanely. 1992. "Probability Analysis of Historical Ice Jam Data for a Complex Reach: A Case Study." *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, Ottawa, ON.

Hanna, T. H., and G. A. Matallana. 1970. "The Behavior of Tied-Back Retaining Walls." Canadian Geotechnical Journal, NRC Research Press, Ottawa, ON, Vol. 7, No. 4, pp. 372–396.

Hannigan, P. J., G. G. Goble, G. Thendean, G. E. Likins, and F. Rausche. 2005. Design and Construction of Driven Pile Foundations, Vol. I and II. Federal Highway Administration Report No. FHWA-HI-05. Federal Highway Administration, Washington, DC.

Haynes, F. D. 1995. Bridge Pier Design for Ice Forces. Ice Engineering, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, NH.

Haynes, F. D. 1996. Private communications.

Hernandez Balat, V., Soprano, G., Ortega, D. A., Bissio, J. F., and Sprio, L., 2011. "Futuro Reglamento CIRSOC 207. Puentes de Hormigón Estructural. Estudios comparativos". Argentina. Atención: La referencia a CIRSOC 207 correspondió al año 2011 en que el Reglamento CIRSOC de puentes tenía esa numeración, que posteriormente fue reemplazada por la actual designación CIRSOC 801/802/803/804.

Highway Engineering Division. 1991. Ontario Highway Bridge Design Code, 3rd Edition. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, ON.

Hirsch, T. J. 1989. Analysis and Design of Metrorail-Railroad Barrier Systems. Texas A&M University, College Station, TX.

Holtz, R. D., and W. D. Kovacs. 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.

Huiskamp, W. J. 1983. Ice Force Measurements on Bridge Piers, 1980–1982, Report No. SWE 83-1. Alberta Research Council, Edmonton, AB.

Imbsen, R. A., D. E. Vandershaf, R. A. Schamber, and R. V. Nutt. 1985. Thermal Effects in Concrete Bridge Superstructures, NCHRP Report 276. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

International Association of Bridge and Structural Engineers. 1983. "Ship Collision with Bridges and Offshore Structures." In International Association of Bridge and Structural Engineers Colloquium, Copenhagen, Denmark. 3 vols.

Ishihara, K. and M. Yoshimine. 1992. "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction during Earthquakes." Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 32, No. 1, March, pp. 173–188.

Kavazanjian, E., Jr., N. Matasoviæ, T. Hadj-Hamou, and P. J. Sabatini. 1997. Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways. Geotechnical Engineering Circular No. 3, Report No. FHWA-SA-97-076. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Knott, J., D. Wood, and D. Bonyun. 1985. "Risk Analysis for Ship-Bridge Collisions." Fourth Symposium on Coastal and Ocean Management. American Society of Civil Engineers, Baltimore, MD, July 30–August 2, 1985.

Kulicki, J. M., and D. R. Mertz. 1991. "A New Live Load Model for Bridge Design." In Proc., 8th Annual International Bridge Conference, June 1991, pp. 238–246.

Kulicki, J. M. and D. Mertz. 2006. "Evolution of Vehicular Live Load Models During the Interstate Design Era and Beyond, in: 50 Years of Interstate Structures: Past, Present and Future", Transportation Research Circular, E-C104, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Larsen, D. D. 1983. "Ship Collision Risk Assessment for Bridges." In Vol. 1, International Association of Bridge and Structural Engineers Colloquium. Copenhagen, Denmark, pp. 113–128.

Larsen, O. D. 1993. "Ship Collision with Bridges—The Interaction Between Vessel Traffic and Bridge Structures." IABSE Structural Engineering Document 4, IABSE-AIPC-IVBH, Zürich, Switzerland.

Lipsett, A. W., and R. Gerard. 1980. Field Measurement of Ice Forces on Bridge Piers 1973–1979, Report SWE 80-3. Alberta Research Council, Edmonton, AB.

Liu, H. 1991. Wind Engineering: A Handbook for Structural Engineers, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Mander, J. B., M. J. N. Priestley, and R. Park. 1988. "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete." Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, NY, August 1988.

Mander, J. B., M. J. N. Priestley, and R. Park. 1988. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete." Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, NY, August 1988.

MCEER/ATC. 2003. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Special Publication No. MCEER-03-SP03. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Meir-Dornberg, K. E. 1983. "Ship Collisions, Safety Zones, and Loading Assumptions for Structures on Inland Waterways." VDI-Berichte, No. 496, pp. 1–9.

Modjeski and Masters, Consulting Engineers. 1984. Criteria for the Design of Bridge Piers with Respect to Vessel Collision in Louisiana Waterways. Prepared for the Louisiana Department of Transportation and Development and the Federal Highway Administration, Harrisburg, PA, November 1984.

Montgomery, C. T., R. Gerard, W. J. Huiskamp, and R. W. Kornelsen. 1984. "Application of Ice Engineering to Bridge Design Standards." In Proc., Cold Regions Engineering Specialty Conference. Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, QC, April 4–6, 1984, pp. 795–810.

Montgomery, C. J., R. Gerard, and A. W. Lipsett. 1980. "Dynamic Response of Bridge Piers to Ice Forces." Canadian Journal of Civil Engineering, , NRC Research Press, Ottawa, ON, Vol. 7, No. 2, pp. 345–356.

Montgomery, C. J., and A. W. Lipsett. 1980. "Dynamic Tests and Analysis of a Massive Pier Subjected to Ice Forces." Canadian Journal of Civil Engineering, , NRC Research Press, Ottawa, ON, Vol. 7, No. 3, pp. 432–441.

NCHRP. 2002. Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges, NCHRP Report 472. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

NCHRP. 2006. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Draft Report NCHRP Project 20-07, Task 193. TRC Imbsen & Associates, Sacramento, CA.

NCHRP. 2009. Updated Test and Design Methods for Thermoplastic Drainage Pipe, NCHRP Report 631. National Cooperation Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC. Prepared by T. J. McGrath, I. D. Moore, and G. Y. Hsuan.

Neill, C. R. 1976. "Dynamic Ice Forces on Piers and Piles: An Assessment of Design Guidelines in the Light of Recent Research." Canadian Journal of Civil Engineering, NRC Research Press, Ottawa, ON, Vol. 3, No. 2, pp. 305–341.

Neill, C. R., ed. 1981. Ice Effects on Bridges. Roads and Transportation Association of Canada, Ottawa, ON.

Nevel, D. E. 1972. "The Ultimate Failure of a Floating Ice Sheet." In Proc., International Association for Hydraulic Research, Ice Symposium, pp. 17–22.

Nicholson, P. J., D. D. Uranowski, and P. T. Wycliffe-Jones. 1981. Permanent Ground Anchors: Nicholson Design Criteria, FHWA/RD/81-151. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 151.

Nowak, A. S. 1992. Calibration of LRFD Bridge Design Code, NCHRP Project 12-33. University of Michigan, Ann Arbor, MI.

Nowak, A. S. 1995. "Calibration of LRFD Bridge Design Code." Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 121, No. 8, pp. 1245–1251.

Nowak, A. S. 1999. Calibration of LRFD Bridge Design Code. NCHRP Report 368, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

O'Rourke, T. D. 1975. A Study of Two Braced Excavations in Sand and Interbedded Stiff Clay. Ph.D Dissertation, University of Illinois, Urbana, IL.

Page, J. 1976. Dynamic Wheel Load Measurements on Motorway Bridges. Transportation and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK.

Paikowsky, S. G., with contributions from B. Birgisson, M. McVay, T. Nguyen, C. Kuo, G. Baecher, B. Ayyab, K. Stenersen, K. O'Malley, L. Chernauskas, and M. O'Neill. 2004. Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations. NCHRP (Final) Report 507, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Peck, R. B., W. E. Hanson, and T. H. Thornburn. 1974. Foundation Engineering, 2nd Edition. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

PIANC. 1984. Report of the International Commission for Improving the Design of Fender Systems. International Navigation Association, Brussels, Belgium.



Poulos, H. G., and E. H. Davis. 1974. *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Priestley, M. J. N., R. Parks, and R. T. Potangaroa. 1981. "Ductility of Spirally Confined Concrete Columns." *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, New York, NY, January 1981.

Priestley, M. J. N., F. Seible and G. M. Calvi. 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Priestley, M. J. N., F. Seible, and Y. H. Chai. 1992. "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance." University of California, San Diego, CA.

Prucz, Z., and W. B. Conway. 1987. "Design of Bridge Piers Against Ship Collision." *Bridges and Transmission Line Structures*. L. Tall, ed: American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 209–223.

Ritter, M. A. 1990. *Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance*, EM7700-B. Forest Service, U.S. Department of Agriculture, Washington, DC.

Roeder, C. W. 2002. *Thermal Design Procedure for Steel and Concrete Bridges*. Final Report for NCHRP 20-07/106. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., April 2002.

Rowe, W. D. 1977. *An Anatomy of Risk*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Sabatini, P. J., D. G. Pass, and R. C. Bachus. 1999. *Geotechnical Engineering Circular No. 4—Ground Anchors and Anchored Systems*, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-SA-99-015. NTIS, Springfield, VA.

Saul, R. and H. Svensson. 1980. "On the Theory of Ship Collision Against Bridge Piers." In *IABSE Proceedings*, February 1980, pp. 51–82.

Schnabel, Jr., H. 1982. *Tiebacks in Foundation Engineering and Construction*. McGraw-Hill, New York, NY, p. 171.

Sherif, M. A., I. Ishibashi, and C. D. Lee. 1982. "Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls." *Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, New York, NY, Vol. 108, GT5, pp. 679–695.

Simiu, E. 1973. "Logarithmic Profiles and Design Wind Speeds." *Journal of the Mechanics Division, American Society of Civil Engineers*, New York, NY, Vol. 99, No. EM5, October 1973, pp. 1073–1083.

Simiu, E. 1976. "Equivalent Static Wind Loads for Tall Building Design." *Journal of the Structures Division, American Society of Civil Engineers*, New York, NY, Vol. 102, No. ST4, April, 1976, pp. 719–737.

Somerville, P.G. 1997. "The Characteristics and Quantification of Near Fault Ground Motion," *Proceedings of the FHWA/NCEER Workshop on the National Representation of Seismic Ground Motion for New and Existing Highway Facilities*. Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, Technical Report 97-0010, State University of New York at Buffalo, pp. 1293–1318.

Somerville, P. G., N. G. Smith, R. W. Graves, and N. A. Abrahamson. 1997. "Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity," *Seismological Research Letters*, Vol. 68, pp. 199–222.

Terzaghi, K. 1934. "Retaining Wall Design for Fifteen-Mile Falls Dam." *Engineering News Record*, May 1934, pp. 632 –636.

Terzaghi, K., and R. B. Peck. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 729.

Tokimatsu, K. and B. Bolton Seed. 1987. Evaluation of Settlements in Sands due to Earthquake Shaking. *Journal of Geotechnical Engineering*. American Society of Civil Engineers, Vol. 113, No. 8, pp. 861–878.

Transit New Zealand. 1991. *Bridge Manual: Design and Evaluation*. Draft. Transit New Zealand, Wellington, New Zealand.

U.S. Department of the Navy. 1982. Foundations and Earth Structures, Technical Report NAVFAC DM-7.1 and DM-7.2. Naval Facilities Command, U.S. Department of Defense, Washington, DC, p. 244.

U.S. Department of the Navy. 1982. "Soil Mechanics." Design Manual 7.1, NAVFAC DM-7.1. Naval Facilities Engineering Command, U.S. Department of Defense, Alexandria, VA, p. 348.

Whitman, R.V. 1984. "Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 110, No. 2, February 1984, pp. 145–188.

Williams, G. P. 1963. "Probability Charts for Predicting Ice Thickness." *Engineering Journal*, June 1963, pp. 3–7.

Woisin, G. 1976. "The Collision Tests of the GKSS." In *Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft*, Vol. 70. Berlin, Germany, pp. 465–487.

Zabilansky, L. J. 1996. "Ice Force and Scour Instrumentation for the White River, Vermont." Special Report 96-6. U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, U.S. Department of Defense, Hanover, NH.

## **BIBLIOGRAFÍA, CAPITULO 4**

AASHTO. 1983. *Guide Specification for Seismic Design of Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2000. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*, Second Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Archived.

AASHTO. 2009. *Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaries, and Traffic Signals*, Fifth Edition, LTS-5. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2010. Guide Specifications for Seismic Isolation Design, Third Edition, GSID-3. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. Bridge Security Guidelines, First Edition, BSG-1. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Abrahamson, N. A. 1992. "Non-stationary Spectral Matching Program," Seismological Research Letters. Vol. 63, No.1. Seismological Society of America, El Cerrito, CA, p.3.

ACI Committee 435. 1986. State-of-Art Report on Temperature-Induced Deflections of Reinforced Concrete Members. SP-86-1. ACI 435.7R-85. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI. 2002. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-02 and ACI 318R-02. American Concrete Institute, Farmington, Hill, MI.

AISC. 1993. "Load and Resistance Factor Design." Specification for Structural Steel Buildings and Commentary, 2nd Edition. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC. 1999. LRFD Specifications for Structural Steel Buildings, Third Edition. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Allen, T. M. 2005. Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD Foundation Strength Limit State Design, FHWA-NHI-05-052. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Aristizabal, J. D. 1987. "Tapered Beam and Column Elements in Unbraced Frame Structures." Journal of Computing in Civil Engineering, Vol. 1, No. 1, January 1987, pp. 35–49.

ASCE. 1961. "Wind Forces on Structures." Transactions of the ASCE, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 126, No. 3269.

ASCE. 1971. "Guide for Design of Transmission Towers." Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 52, American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 1–47.

ASCE Committee on Cable-Suspended Bridges. 1991. Guidelines for Design of Cable-Stayed Bridges. Committee on Cable-Suspended Bridges, American Society of Civil Engineers, New York, NY.

ASCE Task Committee on Effective Length. 1997. Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implementation for American Steel Design. Task Committee on Effective Length, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Astaneh-Asl, A., and S. C. Goel. 1984. "Cyclic In-Plane Buckling of Double Angle Bracing." Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 110, No. 9, September 1984, pp. 2036–2055.

Astaneh-Asl, A., S. C. Goel, and R. D. Hanson. 1985. "Cyclic Out-of-Plane Buckling of Double Angle Bracing." Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 111, No. 5, May 1985, pp. 1135–1153.

ATC. 1981. Seismic Design Guidelines for Highway Bridges. ATC-6. Applied Technology Council, Berkeley, CA.

Basu, S., and M. Chi. 1981a. Analytic Study for Fatigue of Highway Bridge Cables, FHWA-RD-81-090. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Basu, S., and M. Chi. 1981b. Design Manual for Bridge Structural Members under Wind-Induced Excitation, FHWA-TS-81-206. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Biggs, J. M. 1964. Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill Book Company, New York, NY.

Bolt, B. A., and N. J. Gregor. 1993. Synthesized Strong Ground Motions for the Seismic Condition Assessment of the Eastern Portion of the San Francisco Bay Bridge, Report UCB/EERC-93.12. Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.

BridgeTech, Inc. 2007. Simplified Live Load Distribution Factor Equations, NCHRP Report 592. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Burgan, B. A. and P. J. Dowling. 1985. The Collapse Behavior of Box Girder Compression Flanges—Numerical Modeling of Experimental Results, CESLIC Report BG 83. Imperial College, University of London, UK.

Chen, S. S., A. J. Aref, I.-S. Ahn, M. Chiewanichakorn, J. A. Carpenter, A. Nottis, and I. Kalpakidis. 2005. Effective Slab Width for Composite Steel Bridge Members, NCHRP Report 543. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Chen, W. F., and E. M. Lui. 1991. Stability Design of Steel Frames. CRC Press, Boca Raton, FL.

Clough, R. W., and J. Penzian. 1975. Dynamics of Structures. McGraw Hill, New York, NY.

CSABAC. 1999. Seismic Soil-Foundation-Structure Interaction, final report. Caltrans Seismic Advisory Board Ad Hoc Committee on Soil-Foundation-Structure Interaction (CSABAC), California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Danon, J. R. and W. L. Gamble. 1977. "Time-Dependent Deformations and Losses in Concrete Bridges Built by the Cantilever Method." Civil Engineering Studies, Structural Research Series. University of Illinois at Urbana-Champaign, Department of Civil Engineering, No. 437, January 1977, p. 169.

Davis, R., J. Kozak, and C. Scheffey. 1965. Structural Behavior of a Box Girder Bridge. State of California Highway Transportation Agency, Department of Public Works, Division of Highways, Bridge Department, in cooperation with U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, and the University of California, Berkeley, CA, May 1965.

Disque, R. O. 1973. "Inelastic K-Factor in Design." AISC Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 10, 2nd Qtr., p. 33.

Dowling, P. J., J. E. Harding, and P. A. Frieze, eds. 1977. Steel Plated Structures. In Proc., Imperial College, Crosby Lockwood, London, UK.

Duan, L. and W. F. Chen. 1988. "Effective Length Factor for Columns in Braced Frames." Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 114, No. 10, October, 1988, pp. 2357–2370.

Duan, L., and W. F. Chen. 1989. "Effective Length Factor for Columns in Unbraced Frames." Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 115, No. 1, January 1989, pp. 149–165.

Duan, L., W. S. King, and W. F. Chen. 1993. "K-factor Equation to Alignment Charts for Column Design." ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 3, May–June, 1993, pp. 242–248.

Eby, C. C., J. M. Kulicki, C. N. Kostem, and M. A. Zellin. 1973. The Evaluation of St. Venant Torsional Constants for Prestressed Concrete I-Beams. Fritz Laboratory Report No. 400.12. Lehigh University, Bethlehem, PA.

FHWA. 2012. Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Frederick, G. R., C. V. Ardis, K. M. Tarhini, and B. Koo. 1988. "Investigation of the Structural Adequacy of C 850 Box Culverts," Transportation Research Record 1191, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Galambos, T. V., ed. 1998. Guide to Stability Design for Metal Structures, 5th Edition. Structural Stability Research Council. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Gasparini, D., and E. H. Vanmarcke. 1976. SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

Ghali, A., and A. M. Neville. 1989. Structural Analysis: A Unified Classical and Matrix Approach, 3rd Edition. Chapman Hall, New York, NY.

Goel, S. C., and A. A. El-Tayem. 1986. "Cyclic Load Behavior of Angle X-Bracing." Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. 11, November 1986, pp. 2528–2539.

Guyan, R. J. 1965. "Reduction of Stiffness and Mass Matrices." AIAA Journal, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Reston, VA, Vol. 3, No. 2, February 1965, p. 380.

Hall, D. H., and C. H. Yoo. 1996. I-Girder Curvature Study. Interim Report, NCHRP Project 12-38 submitted to NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 1–72 (or see Appendix A of NCHRP Report 424: Improved Design Specifications for Horizontally Curved Steel Highway Bridges, pp. 49–74).

Haroun, N. M., and R. Sheperd. 1986. "Inelastic Behavior of X-Bracing in Plane Frames." Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. 4, April 1986, pp. 764–780.

Higgins, C. 2003. "LRFD Orthotropic Plate Model for Determining Live Load Moments in Concrete Filled Grid Bridge Decks." *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, January/February 2003, pp. 20–28.

Highway Engineering Division. 1991. *Ontario Highway Bridge Design Code*. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, Canada.

Hindi, W. A. 1991. "Behavior and Design of Stiffened Compression Flanges of Steel Box Girder Bridges." Ph.D. Thesis. University of Surrey, Guilford, UK.

Homberg, H. 1968. *Fahrbahnplatten mit Verandlicher Dicke*. Springer-Verlag, New York, NY.

James, R. W. 1984. "Behavior of ASTM C 850 Concrete Box Culverts Without Shear Connectors," *Transportation Research Record* 1001, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Jetteur, P. et al. 1984. "Interaction of Shear Lag with Plate Buckling in Longitudinally Stiffened Compression Flanges," *Acta Technica CSAV*. Akademie Ved Ceske Republiky, Czech Republic, No. 3, p. 376.

Johnston, S. B., and A. H. Mattock. 1967. Lateral Distribution of Load in Composite Box Girder Bridges. *Highway Research Record* No. 167, Highway Research Board, Washington, DC.

Karabalis, D. L. 1983. "Static, Dynamic and Stability Analysis of Structures Composed of Tapered Beams." *Computers and Structures*, Vol. 16, No. 6, pp. 731–748.

Ketchum, M. S. 1986. "Short Cuts for Calculating Deflections." *Structural Engineering Practice: Analysis, Design, Management*, Vol. 3, No. 2, pp. 83–91.

King, Csagoly P. F., and J. W. Fisher. 1975. *Field Testing of the Aquasabon River Bridge*. Ontario, Canada.

Lamas, A. R. G. and P. J. Dowling. 1980. "Effect of Shear Lag on the Inelastic Buckling Behavior of Thin-Walled Structures." In *Thin-Walled Structures*, J. Rhodes & A.C. Walker, eds., Granada, London, p. 100.

Liu, H. 1991. *Wind Engineering: A Handbook for Structural Engineers*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Manual for Design, Construction and Maintenance of Orthotropic Steel Bridges. In development.

McGrath, T. J., A. A. Liepins, J. L. Beaver, and B. P. Strohman. 2004. *Live Load Distribution Widths for Reinforced Concrete Box Culverts. A Study for the Pennsylvania Department of Transportation*, Simpson Gumpertz & Heger Inc., Waltham, MA.

Modjeski and Masters, Inc. 1994. *Report to Pennsylvania Department of Transportation*. Harrisburg, PA.

Moffatt, K. R., and P. J. Dowling. 1975. "Shear Lag in Steel Box Girder Bridges." *The Structural Engineer*, October 1975, pp. 439–447.

Moffatt, K. R., and P. J. Dowling. 1976. "Discussion." *The Structural Engineer*, August 1976, pp. 285–297.

Nassif, H., A.-A. Talat, and S. El-Tawil. 2006. "Effective Flange Width Criteria for Composite Steel Girder Bridges," Annual Meeting CD-ROM, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Nettleton, D. A. 1977. *Arch Bridges*. Bridge Division, Office of Engineering, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Nutt, Redfield and Valentine in association with David Evans and Associates and Zocon Consulting Engineers. 2008. *Development of Design Specifications and Commentary for Horizontally Curved Concrete Box-Girder Bridges*, NCHRP Report 620. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Paikowsky, S. G., with contributions from B. Birgisson, M. McVay, T. Nguyen, C. Kuo, G. Baecher, B. Ayyab, K. Stenersen, K. O'Malley, L. Chernauskas, and M. O'Neill. 2004. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations*, NCHRP (Final) Report 507. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Paz, M. 1984. "Dynamic Condensation." *AIAA Journal*, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Reston, VA, Vol. 22, No. 5, May 1984, pp. 724–727.

Paz, M. 1985. *Structural Dynamics*, 2nd Edition. Van Nosstrand Reinhold Company, New York, NY.

Peck, R. B., W. E. Hanson, and T. H. Thornburn. 1974. *Foundation Engineering*, 2nd Edition. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Podolny, W., and J. B. Scalzi. 1986. *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*, 2nd Edition. Wiley-Interscience, New York, NY.

Przemieniecki, J. S. 1968. *Theory of Matrix Structural Analysis*. McGraw Hill, New York, NY.

Pucher, A. 1964. *Influence Surfaces of Elastic Plates*, 4th Edition. Springer-Verlag, New York, NY.

Puckett, J. A. and M. Jablin. 2009. "AASHTO T-05 Report." Correspondence, March 2009.

Richardson, Gordon and Associates (presently HDR, Pittsburgh office). 1976. "Curved Girder Workshop Lecture Notes." Prepared under Contract No. DOT-FH-11-8815. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. Four-day workshop presented in Albany, Denver, and Portland, September–October 1976, pp. 31–38.

Salmon, C. G., and J. E. Johnson. 1990. *Steel Structures: Design and Behavior*, Emphasizing Load, and Resistance Factor Design, 3rd Edition. Harper and Row, New York, NY.

Scanlan, R. H. 1975. *Recent Methods in the Application of Test Results to the Wind Design of Long Suspended-Span Bridges*, FHWA-RD-75-115. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Shinozuka, M., V. Saxena, and G. Deodatis. 1999. Effect of Spatial Variation of Ground Motion on Highway Structures, Draft Final Report for MCEER Highway Project. Submitted to Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, Buffalo, NY.

Shushkewich, K. W. 1986. "Time-Dependent Analysis of Segmental Bridges." *Computers and Structures*, Vol. 23, No. 1, pp. 95–118.

Silva, W., and K. Lee. 1987. "State-of-the-Art for Assessing Earthquake Hazards in the United State: Report 24," WES RASCAL Code for Synthesizing Earthquake Ground Motions, Miscellaneous Paper 5-73-1. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Simiu, E. 1973. "Logarithmic Profiles and Design Wind Speeds." *Journal of the Mechanics Division, American Society of Civil Engineers*, New York, NY, Vol. 99, No. EM5, October 1973, pp. 1073–1083.

Simiu, E. 1976. "Equivalent Static Wind Loads for Tall Building Design." *Journal of the Structures Division, American Society of Civil Engineers*, New York, NY, Vol. 102, No. ST4, April 1976, pp. 719–737.

Simiu, E., and R. H. Scanlan. 1978. *Wind Effects on Structures*. Wiley-Interscience, New York, NY.

Smith, Jr., C. V. 1976. "On Inelastic Column Buckling." *AISC Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL, Vol. 13, 3rd Qtr., pp. 86–88.

Song, S. T., Y. H. Chai, and S. E. Hida. 2001. Live Load Distribution in Multi-Cell Box-Girder Bridges and its Comparisons with AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, UCD-STR-01-1, University of California, Davis, CA, July 2001.

Song, S. T., Y. H. Chai, and S. E. Hida. 2003. "Live Load Distribution Factors for Concrete Box-Girder Bridges." *Journal of Bridge Engineering, American Society of Civil Engineers*, Vol. 8, No. 5, pp. 273–280.

Tobias, D. H., R. E. Anderson, S. Y. Kayyat, Z. B. Uzman, and K. L. Riechers. 2004. "Simplified AASHTO Load and Resistance Factor Design Girder Live Load Distribution in Illinois," *Journal of Bridge Engineering, American Society of Civil Engineers*, Reston, VA, Vol. 9, No. 6, November/December 2004, pp. 606–613.

Troitsky, M. S. 1977. *Cable-Stayed Bridges*. Crosby Lockwood Staples, London, England, p. 385.

Tung, D. H. H., and R. S. Fountain. 1970. "Approximate Torsional Analysis of Curved Box Girders by the M/R-Method." *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, Vol. 7, No. 3, pp. 65–74.

United States Steel. 1984. "V-Load Analysis." Available from the National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, pp. 1–56.

USACE. 2003. Time History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, USACE Engineering Circular EC1110-2-6051. U.S. Army Corp of Engineers,



White, D. W., and J. F. Hajjar. 1991. "Application of Second-Order Elastic Analysis in LRFD: Research to Practice." AISC Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 28, No. 4, pp. 133–148.

Wilson, E. L., A. Der Kiureghian, and E. P. Bayo. 1981. "A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis." International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, pp. 187–194.

Wolchuk, R. 1963. Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Wolchuk, R. 1990. "Steel-Plate-Deck Bridges." In Structural Engineering Handbook, 3rd Edition. E. H. Gaylord and C. N. Gaylord, eds. McGraw-Hill, New York, NY, pp. 19-1–19-28.

Wright, R. N., and S. R. Abdel-Samad. 1968. "BEF Analogy for Analysis of Box Girders." Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, No. ST7, pp. 1719–1743.

Yura, J. A. 1971. "The Effective Length of Columns in Unbraced Frames." AISC Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 8, No. 2., April 1971, pp. 37–42.

Yen, B. T., T. Huang, and D. V. VanHorn. 1995. Field Testing of a Steel Bridge and a Prestressed Concrete Bridge, Research Project No. 86-05, Final Report, Vol. II, Pennsylvania Department of Transportation Office of Research and Special Studies, Fritz Engineering Laboratory Report No. 519.2, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Zokaie, T. 1998, 1999, 2000. Private Correspondence.

Zokaie, T., T. A. Osterkamp, and R. A. Imbsen. 1991. Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges, NCHRP Report 12-2611. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.





**INTI**

INSTITUTO NACIONAL DE  
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



**CIRSOC**

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS  
REGLAMENTOS NACIONALES DE  
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES